

DIE BAUTECHNIK

17. Jahrgang

BERLIN, 24. November 1939

Heft 50

Alle Rechte vorbehalten.

Gestaltung von stählernen vollwandigen Brücken.

Von G. Schaper.

Namentlich in diesem Jahrzehnt ist an der guten Gestaltung der stählernen Brücken eifrig gearbeitet worden. Bei den vielen Brücken, die in dieser Zeit in Deutschland gebaut wurden, konnten durch enge Zusammenarbeit zwischen Ingenieuren und Architekten, durch zahlreiche Wettbewerbe und durch emsigen Meinungsaustausch in Wort und in Schrift die Richtlinien für die gute Gestaltung der stählernen Brücken geklärt werden:

1. Die stählernen Überbauten einer Brücke müssen möglichst eine geschlossene Einheit bilden.

2. Wo wegen der großen Verschiedenheit der einzelnen Stützweiten die Überbauten über den einzelnen Öffnungen verschiedene Formen erhalten müssen, ist durch durchlaufende Bauteile oder durch guten Zusammenschluß der einzelnen Überbauten untereinander für einen geschlossenen Eindruck zu sorgen.

3. Die Umrißlinien der stählernen Überbauten müssen flüssig, klar, auch dem Laien leicht verständlich und möglichst einfach sein.

4. Die vollwandigen Träger sind da, wo sie unter der Fahrbahn angeordnet werden können oder wo sie die Fahrbahn nur so weit überragen, daß sie den freien Blick von der Brücke auf die Umgebung nicht behindern, auch bei größeren Stützweiten im allgemeinen den Fachwerkträgern vorzuziehen.

5. Die Ausfachung gegliederter Träger muß möglichst einfach und klar sein.

6. Die stählernen Überbauten müssen mit den Pfeilern und Widerlagern eine harmonische Brückeneinheit bilden.

7. Die stählernen Überbauten müssen sich samt den Pfeilern und Widerlagern gut in ihre Umgebung einfügen.

Im folgenden soll ein Teilabschnitt der stählernen Überbauten, nämlich der der stählernen vollwandigen über mehrere Öffnungen durchlaufenden Träger in Wort und Bild näher betrachtet werden.



Abb. 1. Flußbrücke mit drei Strom- und zwei Seitenöffnungen und ohne eine einzelne ausgesprochene Hauptöffnung. Der Untergurt der durchlaufenden vollwandigen Träger ist fast waagrecht, der Obergurt ist nach einer flachen Parabel gekrümmt. Die Höhe der Trägerstegbleche beträgt in der Brückenmitte 0,8 m mehr als an den Brückenenden.

Hier ist die gewählte schlichte Brückenform mit dem fast waagrecht durchlaufenden Untergurt und ohne Betonung einer Öffnung am Platze. Das Brückenbild ist sehr ansprechend und fügt sich gut in die Umgebung ein.

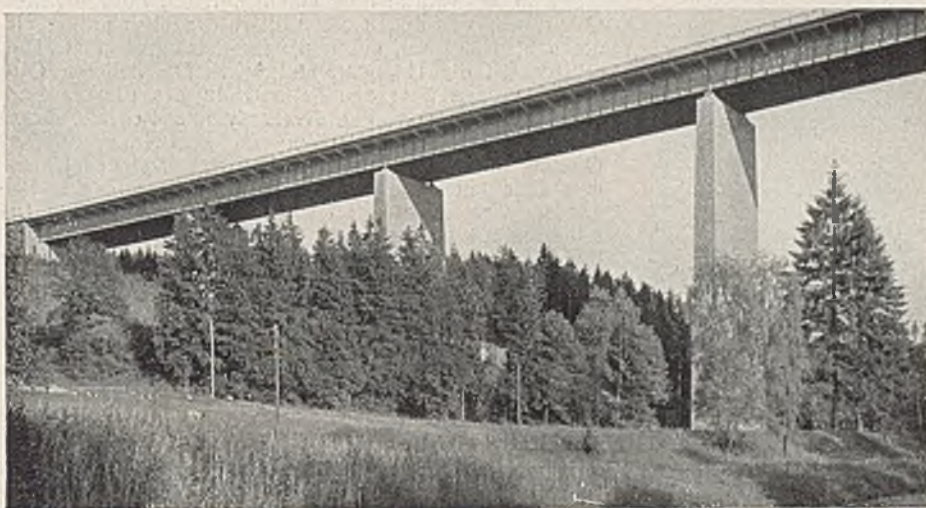


Abb. 2. Hohe Talbrücke mit sechs nicht wesentlich voneinander verschiedenen Öffnungen. Die vollwandigen Hauptträger haben vollständig parallele Gurten, die in einer Neigung von 1:50 liegen.

Hier ist der parallelgurtige Träger, der keine der wenig voneinander verschiedenen Öffnungen hervorhebt, die beste Brückenform.



Abb. 3. Brücke über einen See mit zwei anschließenden Landöffnungen. Obwohl die Mittelöffnung größer als die beiden Seitenöffnungen ist und auch als Öffnung über dem See eine Betonung hätte erhalten können, ist doch ein durchlaufender vollwandiger Parallelträger gewählt worden. Das Brückenbild ist von außerordentlich schlichten und reinen Formen.

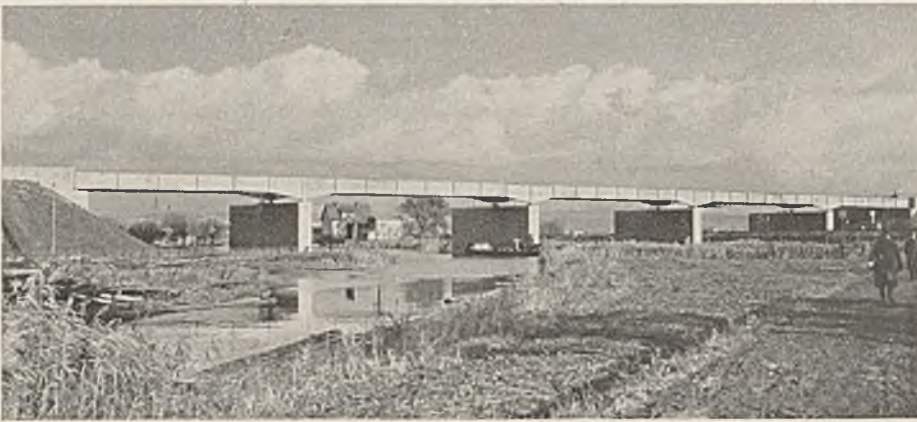


Abb. 4. Brücke mit fünf Öffnungen, von denen die drei mittleren gleich groß und die beiden äußeren etwas kleiner als diese, aber unter sich wieder gleich groß sind. Die linke der drei größeren Öffnungen überspannt einen schmalen Fluß, die anderen vier Öffnungen liegen über dem Vorland.

Es lag kein Grund vor, eine der Öffnungen besonders zu betonen. Hätte man die Flußöffnung durch besondere Gestaltung des über ihr liegenden Überbaues hervorgehoben, so wäre ein unsymmetrisches, unschönes Brückenbild entstanden. Der Untergurt des vollwandigen durchlaufenden Trägers ist über allen Pfeilern geradlinig schräg nach unten gezogen, in den übrigen Teilen ist der Träger parallelgurtig. Durch die Vouten über den Pfeilern sind die Auflagerpunkte auf diesen betont, es entsteht ein lebhaftes und doch nicht unruhiges Brückenbild.

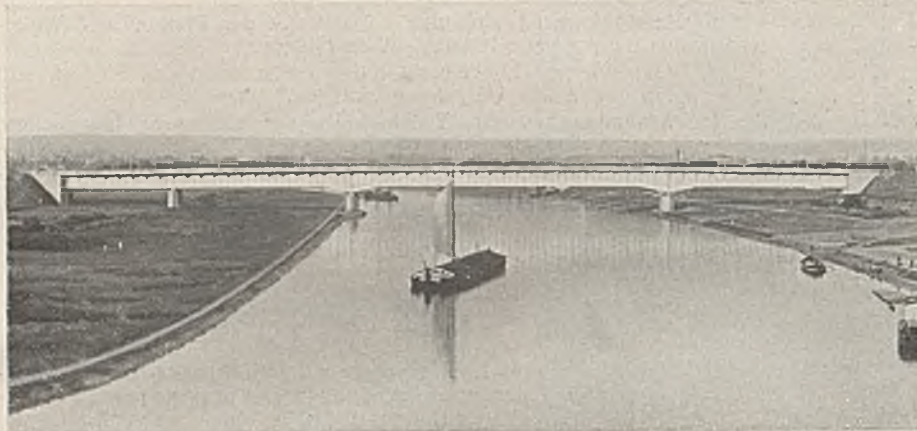


Abb. 5. Brücke über einen breiten Strom mit einer großen Flußöffnung und drei kleineren Vorlandöffnungen, von denen eine rechts, die beiden anderen links liegen. Die Stromöffnung ist durch geradliniges Herabziehen des Untergurtes des vollwandigen durchlaufenden Trägers über den die Stromöffnung begrenzenden Pfeilern betont worden. Der vollwandige Träger ist im übrigen annähernd parallelgurtig. Obwohl die Breite des Stromes dazu reizte, die Stromöffnung durch eine besondere Form des über ihm liegenden Überbaues hervorzuheben, so kann doch nicht verkannt werden, daß durch die stark unsymmetrische Lage der betonten Stromöffnung die Schönheit des Brückenbildes leidet. Man hätte in diesem Falle wohl besser getan, die Vouten fortzulassen und den Untergurt geradlinig durchzuführen. Hätten über den beiden Ufern je zwei Öffnungen oder auch über beiden Ufern mehr als zwei — wenn auch der Zahl nach verschiedene — Öffnungen gelegen, so wäre gegen die gewählte Lösung weniger einzuwenden gewesen.

Allerdings wird auch für diesen Fall die verschieden hohe Lage der Auflagerpunkte über den Pfeilern von manchen Ingenieuren und Architekten für weniger schön gehalten als die gleiche Höhe der Auflager über den Pfeilern.



Abb. 6. Brücke über einen breiteren Fluß mit drei Öffnungen, von denen die mittlere erheblich größer als die beiden äußeren, untereinander gleich großen ist. Die mittlere ist die Hauptstromöffnung. Die äußeren Öffnungen liegen über den Seitenteilen des Flusses und über Seitenwegen. Bei dieser symmetrischen Brücke mit einer großen Mittelöffnung war die Betonung dieser Öffnung durch den geradlinig heruntergezogenen Untergurt über den beiden Pfeilern durchaus angebracht. Bis auf die Vouten verläuft der Untergurt waagrecht. Im mittleren Teil ist der Träger parallelgurtig, in den Seitenöffnungen nimmt die Stegblechhöhe nach den Enden zu etwas ab. Das Brückenbild ist gut betont und doch von vornehmer Ruhe.



Abb. 7. Brücke über einen Strom mit drei gleich großen Öffnungen. Die vollwandigen Hauptträger liegen unter der Fahrbahn. Der Obergurt ist geradlinig. Der Untergurt in der Mittelöffnung ist ein flacher Kreisbogen, in den Seitenöffnungen im Anschluß an die Strompfeiler je ein Spiegelbild der Hälften der Mittelöffnung und im weiteren Verlauf parallel dem Obergurt. Die mittelste Stromöffnung ist durch die Form des Überbaues gut betont. Die Linie des Untergurtes ist sehr flüssig und lebhaft. Das Brückenbild ist außerordentlich schön.

Der Bau des Scheiteltunnels der Elburs-Nordrampe der Transiranischen Eisenbahn.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dipl.-Ing. L. v. Rabcewicz, zur Zeit Mannheim.

(Schluß aus Heft 47/48.)

Die Bauarbeiten.

Der Sohlstollenvortrieb geschah für den überwiegenden Teil des Tunnels maschinell. Man arbeitete im allgemeinen in drei Schichten zu 8 Stunden. Nur im milden Gebirge der Südseite und an einigen anderen Stellen besonders gebräuchliches Gebirge wurde das Material ohne Sprengarbeit teilweise sogar unter Verwendung schwerster Getriebezimmerung mit vollkommen abgesperrter Brust gelöst. Jedoch auch in den guten Teilen war das Gebirge nirgends so fest, daß der Stollen ohne Zimmerung hätte belassen werden können, und zwar mußte diese dem Ausbruch meist unmittelbar folgen.

Der Ausbruch des Firstgewölbes, das im allgemeinen in Ringen von 8 m Länge abgebaut wurde, geschah durch Längsträgerzimmerung in der üblichen Weise, wobei man stufenweise mit dem Tiefergehen des Abbaues die Wandruten mittels Hilfsschwellen unterfing, bis man auf der Hauptschwelle anlangte (s. Abb. 3).

Auf einer kurzen Strecke wurde auch der Versuch gemacht, mit der Firstschlitzbauweise vorzugehen, was aber wegen der schwierigen Einbauarbeit nach wenigen Ringen aufgegeben wurde.

Der Ausbruch des Firstgewölbes für einen 8-m-Ring benötigte im allgemeinen 20 Tage. Im weniger druckhaften Gebirge, bei größerer



Abb. 5. Kalottenausbruch.



Abb. 6. Kalottenausbruch.

Im Hintergrunde sieht man die durch Längsträger verstärkten Lehrbogen des anschließenden Ringes, in dem gemauert wird.

Besonders hohe Leistungen wurden beim Vortrieb nicht erzielt und auch nicht beabsichtigt. Dies ist darauf zurückzuführen, daß zunächst das Schichtstreichen, das fast parallel mit der Stollenachse verläuft, die Bildung von Büchsen begünstigte, ferner wirkte die ständige Einbauarbeit sowie in einem ansehnlichen Teil des Tunnels reichlicher Wasserandrang, der mit der Brust mitging, verzögernd auf den Vortrieb. Endlich mußte man auch, wie erwähnt, mit dem Voreilen des Sohlstollens vorsichtig sein, da in den „blähenden“ Tonschieferstrecken die Gefahr des vorzeitigen Schließens des Stollens bestand.

Bei der Zimmerung der schweren Druckstrecken in den quartären Tonen der Südseite versuchte man zuerst die Steher auf Sohlschwellen abzustützen, wobei man den Kanal in die Stollenmitte legte. Diese Anordnung erwies sich jedoch nicht als günstig, weil die Steher teils von den Schwellen abrutschten, teils auch letztere in der Mitte brachen. Hierdurch wurde die Gleislage und damit der Tunnelbetrieb gestört. Die Instandhaltungsarbeiten waren unangenehm und kostspielig. Man entfernte daher die Sohlschwellen, legte den Kanal auf die Seite und stellte die Steher auf solide in der Tunnel längsrichtung verlegte Packel.

Die Tageshöchstleistung wurde nahe dem Durchschlagpunkte erreicht; sie betrug 9 m bei einem Normalquerschnitt von 6 m². Die höchste Monatsleistung wurde auf der Nordseite mit 196 m erzielt, dagegen betrug die Mindestmonatsleistung 16 m (Südseite).

Der Firststollenvortrieb gleicht hinsichtlich der Arbeitsverhältnisse nahezu denen des Sohlstollens. Der Aufwand an Schichten und Material war wegen des kleineren Querschnitts etwas höher, wobei andererseits günstig der Umstand ins Gewicht fiel, daß die Arbeiten im Firststollen in den nassen Teilen weniger unter Wasserandrang zu leiden hatten als der Sohlstollen, da das Gebirge durch den letzteren bereits entwässert war.

Entwicklungslänge, der Ausbruchzone brauchte man etwas mehr Zeit, immerhin wurden auch da 30 Tage selten überschritten.

Trotz dieser recht geringen Abbauezeit hatten wir doch mit ansehnlichen Druckerscheinungen zu kämpfen. Abgesehen vom Abdrücken der Kronbalken und Wandruten an verschiedenen Stellen, brachen im Teile Tunnel-km 0,960 bis 1,000 die 30/30 cm dicken Hauptschwellen fast durchweg in der Mitte durch, wobei sich deren Enden senkten. Im Sohlstollen trat ebenfalls gleichzeitig Druck auf, und nur eine sofort vorgenommene solide Langschwellenverstärkung des Sohlstollens rettete die Situation.

Der Ausbruch der Widerlager wurde nach einer Erhärtungszeit von 3 bis 4 Wochen für die Gewölbemauerung, wie üblich, versetzt vorgenommen, und zwar so, daß niemals zwei gegenüberliegende Widerlagerteile, die man in der Regel in der Breite eines halben Ringes nahm, gleichzeitig in Arbeit standen. In den Druckstrecken, wie auch in den meisten gebräuchlichen Teilen, war es nötig, die Abtragwände zu zimmern.

Bei der Unterfangung der Kalotte, die man mit vier Stempeln je halben Ring durchführte, ereigneten sich keine Zwischenfälle irgendwelcher Art. Allerdings führte man die Unterfangung stets sehr sorgfältig aus und sorgte für eine genügend breite Unterlage für die Stempel bei mildem Gebirge.

Der Ausbruch eines 4 m breiten, halbseitigen Widerlagerstückes erforderte einschließlich des Setzens der Stempel für die Unterfangung im Mittel 6 Tage; dabei ist allerdings gerechnet, daß der über dem Sohlstollen liegende Strossenteil bereits abgebaut ist.

Das Sohlgewölbe wurde ringweise ausgehoben, und zu diesem Zwecke wurden vorerst die Widerlager durch



Abb. 7. Widerlagerausbruch und Mauerung.

Im Vordergrund rechts ein fertig gemauertes Widerlagerstück, daran gegen rückwärts anschließend ein Teil im Aushub (die Eisenbetonschwelle der Kalotte ist durch vier Stempel unterstützt). Im Hintergrunde ist noch der Sohlstollen sichtbar.

25 bis 30 dicke Sprenger gegeneinander abgesteift, um ein Zusammengehen tunlichst zu verhindern.

Da man fast durchweg mit Verdrückungen, Zusammenpressen und Setzungen der Zimmerung rechnen mußte, wurde der Ausbruch dementsprechend reichlich genommen. So wurden in den Druckstrecken der Firststollen und die obersten Vorsteckbretter des Kalottenausbruches um 40 bis 60 cm höher angesetzt und der Ausbruch auch seitlich um 20 cm verbreitert. Diese Vorsichtsmaßnahmen erwiesen sich im allgemeinen als ausreichend, so daß fast nirgends ein kostspieliges Nachbrechen nötig war, nur im Bereiche von Tunnel-km 2,570, wo einige Ringe ausgebrochener Kalotte in sehr druckhaftem Gebirge während der Regiebauperiode wegen Zementmangels durch längere Zeit auf Holz standen, waren Setzungen von 80 cm und seitliche Verdrückungen von 40 cm entstanden, so daß dort ausgiebige und schwierige Nachbrucharbeiten ausgeführt werden mußten.

Der Sprengmittelverbrauch belief sich für die Strecke, Tunnel-km 0 bis 2,490 auf 23 kg Dynamit, 87 Stück Kapseln und 116 m Zündschnur je lfdm Tunnel.

Zu den Mauerungsarbeiten ist zu erwähnen, daß während der ersten Bauperiode die Mauerung des Firstgewölbes in Bruchstein, gelagert auf einen 50 cm hohen Eisenbetonbalken, ausgeführt wurde. Später, kurz nach der Übergabe der Arbeiten an die Unternehmung wurde die Ausführung dahingehend abgeändert, daß man die Kalotte bis auf + 5,24 m über der Schwellenöhe in Beton und den 4 m breiten Gewölbeschluß in Hausteine ausführte. Da sich das Steinmaterial der in der Nähe befindlichen Brüche sehr schlecht bearbeiten ließ, wurden hierfür die Hausteine von einem 22 km entfernten Kalksandsteinbruch mittels Lastwagen angeliefert.

Die Widerlager wurden vollständig in Bruchstein und das Sohlgewölbe wieder in Beton ausgeführt.

Monatsleistungen

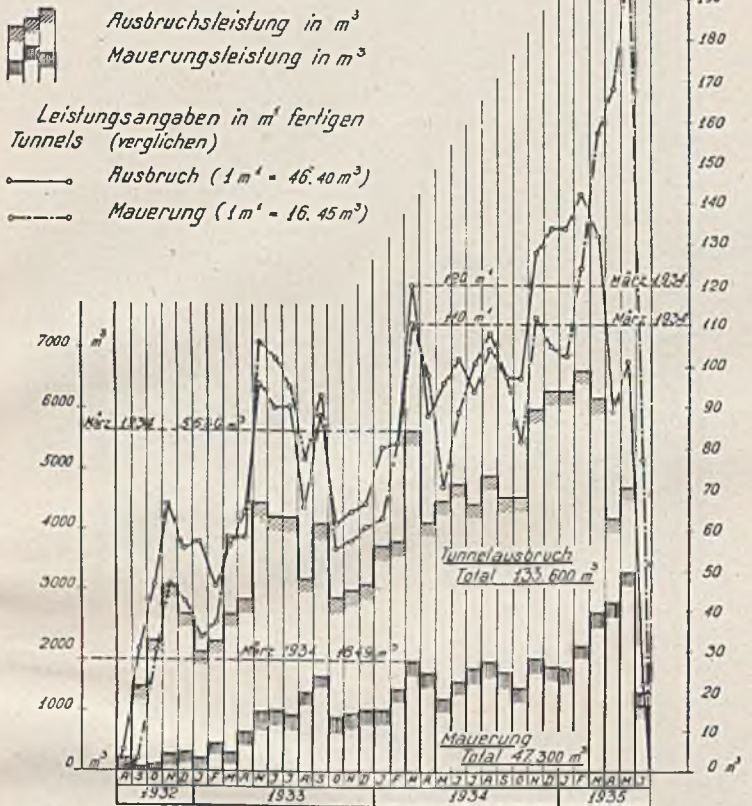


Abb. 8. Leistungsschaubild.

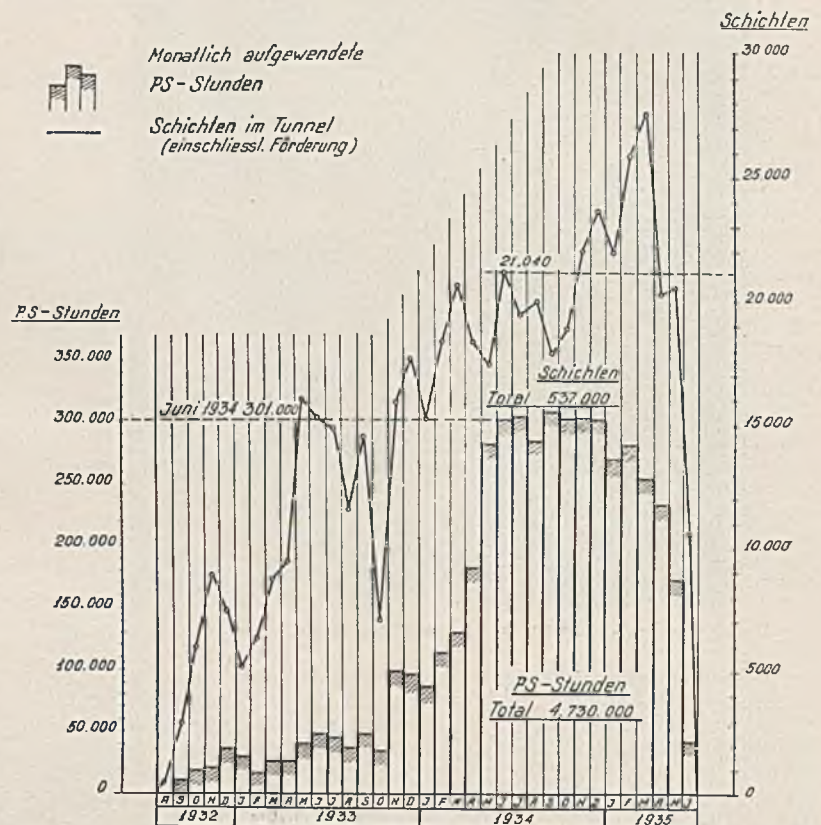


Abb. 9. Schichtenaufwand und geleistete Arbeit in PS/h.

In der nachstehenden Tabelle ist der Schichten- und Materialaufwand für den Ausbruch in der Strecke der Tonsandsteine und Tonschiefer, die ja den überwiegenden Teil des Tunnels ausmachen, zusammengestellt.

Für 1 m³ Ausbruch benötigte man:

Ort	Vorarbeiter	Mineure		Schlepper	Summe	90% Dynamit kg
		I. Kl.	II. Kl.			
Schichten						
Sohlstollen . .	—	0,27	1,36	1,27	2,90	0,84
Firststollen . .	—	0,22	0,90	1,11	2,23	1,14
Kalotte	0,08	0,30	0,83	1,81	3,02	0,54
Widerlager . .	0,08	0,16	0,63	0,72	1,59	0,21
Sohlgewölbe . .	—	0,40	1,20	1,00	2,60	0,47

im Mittel 2,36 Schichten

Die Angaben verstehen sich für den Ausbruch und die Zimmerung einschließlich des Verladens und der Förderung des Materials, jedoch nur für die Arbeiten im Tunnel.

Die Unterhaltung des Sohlstollens bis zu dessen Abbau war besonders in den Druckstrecken im Tonschiefer, Tunnel-km 0,970/1,300, bedeutend. Man kann rechnen, daß die Stollenerhaltung in diesem Teile etwa 15% der Neuanlagekosten betrug.

Der Holzverbrauch stellte sich auf 2,27 m³/lfdm Tunnel, die sich wie nachstehend angegeben auf Ausbruch und Mauerung verteilen:

	Rundholz	Schnittholz
Ausbruch	1,10 m³	0,62 m³
Mauerung	0,15 m³	0,40 m³
zusammen	1,25 m³	1,02 m³

Die Würfelproben der verwendeten Bausteine, die im Laboratorium in Teheran geprüft wurden, ergaben Bruchfestigkeiten von 544 kg/cm² für den Kalkstein aus dem Bruche nahe dem Südportal, 530 kg/cm² für die Sandsteine über dem Nordportal und 732 kg/cm² für die auf größere Entfernungen angelieferten Kalksandsteine für die Kalotte. Das Steinmaterial wurde naturgemäß auch auf sein Verhalten gegen Frost geprüft und entsprechend befunden. Der Sand wurde teilweise durch Lastauto auf 15 km Entfernung angeliefert, teilweise durch Brechanlagen erzeugt. Der Betonschotter wurde auf beiden Tunnelseiten durch Brecher gewonnen.

Die Mörtel-Mischungsverhältnisse schwankten je nach den Mauerungstypen zwischen 400 und 600 kg Zement für 1 m³ Sand. Der Mörtel für die Mauerung sowie der Beton wurden außerhalb des Tunnels gemischt und in den Tunnel gefördert, wodurch man eine Verunreinigung der Materialien tunlichst vermied.

Das Zubringen der Mauerungsmaterialien in die Kalotte geschah fast durchweg durch die Schuttlöcher mittels Winden, die in der zu mauernden Zone aufgestellt waren. Nur vorübergehend hat man sowohl auf der Nord- wie auch auf der Südseite einen transportablen Schrägaufzug verwendet, mittels dessen die Materialien in die Kalotte hochgezogen und dort auf einem in der Höhe der Kalottenunterkante verlegten Gleis zur Verwendungsstelle befördert wurden. Die Schrägaufzuganlage wurde dann in den Arbeitspausen anlässlich der Schichtwechsel nach vorn verlegt.

In nassen Tunnelstrecken wurden Dränungen angeordnet, die das Auswaschen des Mörtels während der Arbeit und die Durchnässung des fertigen Mauerwerks verhindern sollten. Diese Dränungen wurden mit 0,5 mm dicken Blechtafeln ausgeführt, gegen die auf der Innenseite saft angemauert wurde. Auf der Außenseite führte man das Wasser in mit Stein ausgepackten Entwässerungsrippen den Wasserschlitz zu. Trotz sorgfältiger Ausführung blieb der Erfolg nicht bei allen Dränungen dauernd. An verschiedenen Stellen scheinen sich die Entwässerungsschlitze nach einiger Zeit durch das mit Ton verunreinigte Wasser verlegt zu haben, so daß das Wasser wieder teils bei den Ringfugen austrat,

teils durch die Mauerung drang. Übrigens wurde das Wasser wiederholt auf seine Aggressivität chemisch untersucht.

Die Lehrbögen für die Firstgewölbemauerung wurden aus Buchenholz hergestellt und zum Zwecke der Verlängerung ihrer Lebensdauer vor der Verwendung mit Kreosot gestrichen. Es gelang, im Mittel die Bogen etwa 5fach zu verwenden, jedoch ist wohl kaum zu bezweifeln, daß sich für den Bau eines derartigen Tunnels die Anschaffung eiserner Lehrbögen bezahlt gemacht hätte.

Grundsätzlich wurde satte Anmauerung an das Gebirge vorgeschrieben. Nur bei standfestem Gebirge, das nur die leichte Verkleidungstypen I erforderte, die für den gegebenen Fall nur auf eine sehr geringe Länge ausgeführt werden konnte, gestattete man, die Hohlräume über dem Gewölbeschluß in einer Breite von 3 m trocken zu hinterpacken. Der ganze Teil des Gewölbes mußte auch in diesem Falle satt angemauert werden.

Der gemittelte Mauerungsquerschnitt betrug ohne Überprofil 16,72 m², was der Mauerungstypen IV gleichkommt, der gemittelte Ausbruchquerschnitt betrug dagegen 47,12 m².

Die Förderung erheischte auf jeder Seite je eine Ausweiche im Tunnel nahe der im Bau befindlichen Strecke, die von Zeit zu Zeit nach vorn verlegt wurde. Die Förderung von dieser Ausweiche zur Kippe geschah mit Lokomotiven, dagegen wurde in dem im Bau befindlichen Teile des Tunnels von Hand gefördert. Auf der Nordseite waren zur Zeit des Vollbetriebes bei einer monatlichen Ausbruchleistung von 3500 m³ und Mauerungsleistung von 1300 m³ 20 Kipper zu 0,75 m³ und 55 Kipper zu 1 m³, ferner 45 Plattenwagen in Verwendung. Die mittlere Förderweite betrug für den Ausbruch zu dieser Zeit 2400 m, die Mauerungsmaterialien lagen dagegen in nächster Nähe des Portals verladebereit. In 24 Stunden verkehrten 20 Züge.

Die Unternehmung wählte für den Tunnel eine kräftige Gleistype von 12 kg/m, wodurch viele Betriebsstörungen vermieden wurden.

Kosten- und Schichtenaufwand.

Die Gesamtkosten des Scheiteltunnels beliefen sich auf 42 300 000 Rials (zur Zeit des Baues war 1 engl. £ = 85 Rials). 1 lfdm kostete daher 14 700 Rials.

Insgesamt wurden 537 000 Schichten und 4 730 000 PS/h aufgewendet. Dies ergibt je lfdm Tunnel 187 Schichten bzw. 1640 PS/h. Das Verhältnis der motorischen zur menschlichen Leistung war daher

$$\frac{4\,730\,000 \text{ PS/h}}{5\,370\,000 \text{ Arbeiterstunden}} = 1 : 1,13.$$

Abb. 8 zeigt die Monatsleistungen, Abb. 9 die Zahl der Schichten und die geleistete Arbeit (in PS/h).

Besondere Vorkommnisse.

Druckerscheinungen. Der schwierigste und unangenehmste Teil des Scheiteltunnels war zweifellos die Strecke in der Aufschüttungszone der Südseite. In diesem Teile drückte an manchen Stellen der schwer zu gewinnende, gummiähnliche Ton trotz der geringen Überlagerung derart stark, daß sich die Mauerung der ersten 30 Tunnelringe, die man nicht sofort mit einem Sohlgewölbe versehen hatte, verdrückte, und zwar verschoben sich zumal auf der dem Kanal gegenüberliegenden Hälfte (Bergseite) die Widerlager nach innen, so daß man schleunigst ein Sohlgewölbe einzog, wodurch die Bewegungen, die bis zu 60 mm betragen, im Verlaufe eines Jahres zum Stehen kamen.

Das tonig-sandige Material der genannten Strecke zeigte bei der starken Durchnässung des Gebirges naturgemäß auch große Neigung zum Schwimmendwerden, so daß, wie bereits erwähnt, an einigen Stellen mit vorsichtigster Getriebezimmerng und vollständig abgesperrter Brust in

den Stollen vorgegangen werden mußte. So kam bei Tunnel-km 2,725 der Sohlstollen nach einem Schlammereinbruch für kurze Zeit zum Stillstande, so daß man schon sich mit dem Gedanken an eine Umgehung trug. Es gelang aber dann doch mit äußerster Vorsicht, durch die kritische Stelle hindurchzukommen.

Im übrigen Teile des Tunnels waren die nassen Tonschiefer- und Schieferstrecken sowie auch die stark verwitterte Porphyritzone durch ihre Neigung zum „Blähen“ druckhaft. Die dabei auftretenden Erscheinungen wurden bereits oben erwähnt.

Wasser. Im geologischen Längenschnitt (s. Abb. 2) ist die Wasserführung angegeben. Man fuhr nicht nur an verschiedenen Punkten einzelne konzentrierte Quellen an, sondern hatte auch besonders im Sohlstollen in sehr störender Weise auf lange Strecken mit ständigem Wasserandrang zu kämpfen, der mit dem Vortrieb mitging.

Am unangenehmsten aber waren die unterirdischen Wasserbecken in der Aufschüttungszone, deren Lage ebenfalls im geologischen Schnitt angedeutet ist. Bei dem südlichsten dieser Wasserbecken, Tunnel-km 2,560, wäre es nahezu zu einer Katastrophe gekommen. Am 6. Juli 1933 trat 40 m hinter dem Stollenort im Sohlstollen plötzlich starker Druck bei gleichzeitigem Wasserandrang auf. Die Stollenerhaltungsmannschaft versuchte sofort Verstärkungen vorzunehmen. Es gelang jedoch nicht, die Situation zu retten, da die Druckerscheinungen schnell zunahmten. Man konnte im letzten Augenblick gerade noch der Belegschaft den Befehl zum Verlassen des Tunnels geben, dann verbrach der Stollen wenige Stunden nach dem Auftreten der ersten Erscheinungen, und es ergoß sich eine Wassermenge von 1200 l/sek in den Tunnel, die die fertige Strecke und den Voreinschnitt in einen Bach bis zu Kniehtiefe verwandelte. Mit den Wassermassen ergoß sich eine Menge Material, Sand und Schotter in den Tunnel, dessen Grenzen bis 120 m von der Verbruchstelle zurückreichten. Ein voller Monat war nötig, um die verbrochene Strecke wiederherzustellen.

Wir befürchteten für den Bestand des übriggebliebenen Sohlstollens und dem im Bau befindlichen Widerlagerteile das Schlimmste. Glücklicherweise geschah aber nichts, da die Wassermenge bereits nach zwei Stunden merklich abzunehmen begann und tags darauf nur mehr 50 l/sek betrug, außerdem erwies sich das tonige Material ziemlich widerstandsfähig gegen Auswaschung.

Die Stelle machte übrigens namhafte Schwierigkeiten beim Vollausbruch. Im Firststollen traf man in der gleichen Strecke noch viel Wasser und schwimmendes Gebirge an, und zwar so, daß der Stollenvortrieb bei Tunnel-km 2,553 zum Stillstande kam. Man machte nun bei Tunnel-km 2,548 einen senkrechten Ausbruch und versuchte, von dort den Firststollen gegen Süden zu treiben. Es trat aber derartig schwerer Druck auf, daß man dies nach einigen Metern aufgab. So versuchte man denn bei Tunnel-km 2,510 einen Schrägausbruch und arbeitete von diesem aus vorsichtig gegen die Verbruchstelle, was auch gelang, da sich das Material inzwischen unter dem Einfluß der trockenen Jahreszeit etwas verfestigt hatte.

Das zweite unterirdische Wasserbecken bei Tunnel-km 2,483, von dessen Vorhandensein man bereits durch den über Tag begonnenen Entlüftungsschacht Kenntnis hatte, war für den Tunnel nicht so gefährlich, da hier über dem First eine ansehnliche Konglomeratschicht lag. Es gelang ohne große Schwierigkeiten, den Schacht von unten und von oben arbeitend durchzuschlagen und das Wasser abzuführen, ohne daß dabei ein Einbruch vorgekommen wäre.

Dieser größtenteils vollkommen verzimmerte Schacht, den man anfangs zur Abführung der Auspuffgase des Lüftungsmotors verwendete, geriet übrigens durch einen Fehler des Motors in Brand. Es dauerte zwei Tage, bis die Lüftungsanlage wieder in Betrieb genommen werden konnte, während welcher Zeit die Tunnelarbeiten eingestellt werden mußten.

Messung des Elastizitätsmoduls und Untersuchung der Gründung noch freistehender Brückenpfeiler.

Von Dr. Otto Förtsch, Göttingen.

Beim Bau einer Reichsautobahnbrücke wurden von der Deutschen Gesellschaft für Bodenmechanik, Berlin, und dem Geophysikalischen Institut, Göttingen, der Untergrund und die noch freistehenden Pfeiler der Brücke auf ihr elastisches Verhalten untersucht. Ausführlich ist über diese Messungen in meiner Dissertation berichtet¹⁾. Hier sollen kurz das Wesentlichste und die Ergebnisse beschrieben werden. Aus Abb. 1 sind die Beschaffenheit des Untergrundes und die Ausmaße der untersuchten Pfeiler I und II zu ersehen. Die Brücke ruht auf vier solchen Pfeilern und hat eine Höhe von 62 m über der Talsohle. Der Beton der Pfeiler besteht aus Hochofenzement, Kies, Basalt, Steinschlag und Sand, der Betonbau ist mit einer etwa 40 cm dicken Verblendung aus Sandstein versehen.

Mit Hilfe einer Schwingmaschine und von Sprengungen wurden im Baugelände elastische Wellen erzeugt und deren Ausbreitungsgeschwindigkeit gemessen. Tabelle 1 enthält die Meßergebnisse und die daraus abgeleiteten Materialkonstanten. Die zulässigen Bodenpressungen wurden nach empirisch bestimmten Beziehungen aus den gemessenen Geschwindigkeiten gefunden. Die Dichte des Sandsteins wurde zu $\rho = 2,38 \text{ g/cm}^3$

angenommen. An Hand dieses Wertes ergeben sich aus den Ausbreitungsgeschwindigkeiten der elastischen Wellen die folgenden Elastizitätskonstanten des unverwitterten Sandsteins:

$$\begin{aligned} \text{Poissonmodul } m &= 3,78 \\ \text{Schubmodul } G &= 29\,000 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{Elastizitätsmodul } E &= 115\,000 \text{ kg/cm}^2. \end{aligned}$$

Tabelle 1.

Bodenart	Ausbreitungsgeschwindigkeit von		Zulässige Bodenpressung kg/cm ²
	Maschinenschwingungen m/sek	Sprengwellen m/sek	
Buntsandstein { verwittert unverwittert	450 bis 600 1100	1950 3500 in 20 m Tiefe	4,5 6 bis 8
Mehlsand	100 bis 110		1,0
Kies (Pfeiler II)	270		4,0
Kies (Pfeiler III)	180		2,5

¹⁾ Seismische Untersuchungen des Geophysikalischen Instituts in Göttingen XXXIII: O. Förtsch, Das Verhalten noch freistehender Brückenpfeiler bei Schwingungen und deren Abhängigkeit vom Untergrund.

Von der zuständigen Obersten Bauleitung der Reichsautobahnen wurden die in der Tabelle 2 enthaltenen Werte für die Belastung des Bodens durch die Brücke vorausberechnet. Daraus ersieht man sofort, daß die Pfeiler nur auf unverwitterten Buntsandstein gegründet werden durften.

Tabelle 2.

	Tatsächliche statische Druckbelastung kg/cm ²	Tatsächliche Druckbelastung + zusätzliche Druckbelastung durch Wind, Verkehr usw. kg/cm ²
Pfeiler I	6,34	8,04
Pfeiler II	5,44	7,06
Pfeiler III	5,35	7,16

I. Bestimmung des Elastizitätsmoduls der Brückenpfeiler.

Nachdem die Pfeiler I und II der Brücke errichtet, aber noch nicht miteinander verbunden waren, wurden vom Geophysikalischen Institut Messungen auf ihnen ausgeführt. Sie wurden zu freien und erzwungenen Schwingungen angeregt und die Bewegung des freien, oberen Endes mittels Seismographen optisch auf Film aufgezeichnet. Daraus konnte der Elastizitätsmodul der Pfeiler berechnet werden. Die Seismographen, die von H. D. Krug²⁾ beschrieben sind, hatten bei der Aufstellung auf den Pfeilern Eigenperioden von 4 bis 5 sek und die Vergrößerung von etwa 800 fach.

1. Bestimmung des Elastizitätsmoduls aus der freien Eigenperiode.

Am einfachsten war die freie Eigenschwingung der Pfeiler durch ein oder zwei Personen anzuregen. Diese bewegten sich ungefähr im Takte der Eigenperiode der Bauwerke hin und her. Die Schwingung des Pfeilers erreichte bald große Ausschläge. Nachdem die Personen stillstanden, klang die Pfeilerschwingung gedämpft aus. Die Eigenfrequenz des Pfeilers I ließ sich auch als Resonanzfrequenz bei den durch eine umlaufende Exzentermasse erzwungenen Schwingungen ermitteln. Bei der geringen Dämpfung der Pfeiler sind beide unmerklich voneinander verschieden. Bei Pfeiler II wurde die Eigenfrequenz von unten durch sinusförmige Bodenschwingungen, die von einer in der Nähe laufenden Maschine herrührten, angeregt. Bei der Aufzeichnung auf dem Pfeiler war sie der Maschinenschwingung, die die Frequenz 4/sek hatte, überlagert. Es wurden gemessen für

Pfeiler I $\nu_0 = 1,02 \text{ sek}^{-1} \pm 0,02$
 Pfeiler II $\nu_0 = 0,83 \text{ sek}^{-1} \pm 0,02$.

Die Pfeiler ruhen in ihrem Fundament fest auf dem Untergrund. Sie sind also als einseitig eingeklemmte Stäbe anzusehen. Für einen Stab von gleichbleibendem, rechteckigem Querschnitt gilt für die Grundfrequenz die Gleichung:

$$\nu_0 = \frac{1}{2\pi} \cdot \frac{\beta_0^2}{l^2} \sqrt{\frac{EJ}{\rho F}} = \frac{1}{2\pi} \cdot \frac{a}{2\sqrt{3}} \cdot \frac{\beta_0^2}{l^2} \sqrt{\frac{E}{\rho}}$$

worin a =Dicke, l =Länge, E =Elastizitätsmodul, ρ =Dichte des Stabes, $\beta_0 = 1,875$.

Die Formel ist, obwohl sie nur aus der einfachen Balkentheorie abgeleitet ist, genügend genau. Berücksichtigt muß allerdings werden, daß die Pfeiler sich nach oben verjüngen. Nach der Hütte³⁾ ist die obige Gleichung noch mit einem Faktor zu multiplizieren, der die Abnahme des Querschnitts F und des äquatorialen Trägheitsmoments J ausdrückt. Dieser Faktor lautet für die Pfeiler:

$$V = \sqrt{\frac{1 - \eta \sigma - \eta' \sigma'}{1 - \xi \tau}}$$

Darin sind σ , σ' und τ Konstante,

$$\eta = \frac{J_a - J_e}{J_a}, \quad \xi = \frac{F_a - F_e}{F_a}, \quad \eta' = \frac{1}{J_a} \left(\frac{J_a + J_e}{2} - J_{\text{Mitte}} \right)$$

Der Index a bezieht sich auf die eingespannte Grundfläche, der Index e auf die freie Deckfläche. Somit lautet die Gleichung für die Grundfrequenz der Pfeiler:

$$\nu_0 = \frac{1}{2\pi} \cdot \frac{a}{2\sqrt{3}} \cdot \frac{\beta_0^2}{l^2} \sqrt{\frac{E}{\rho}} \cdot V$$

Da ν_0 gemessen wurde, kann der Elastizitätsmodul E berechnet werden.

$$E = \frac{12 \cdot 4 \pi^2 l^4 \rho \nu_0^2}{a^2 \beta_0^4 V^2}$$

Durch Einsetzen der Werte für die Pfeiler ergibt sich für

Pfeiler I: $E = 1,52 \cdot 10^{11} \text{ dyn/cm}^2$,
 Pfeiler II: $E = 0,98 \cdot 10^{11} \text{ dyn/cm}^2$.

²⁾ Seismische Untersuchungen des Geophysikalischen Instituts in Göttingen XXXII: H. D. Krug, Ausbreitung der natürlichen Bodenunruhe (Mikroseismik) nach Aufzeichnungen mit transportablen Horizontalseismographen.

³⁾ Hütte I, 26. Auflage, S. 438.

2. Bestimmung des Elastizitätsmoduls aus der erzwungenen Schwingung.

Die Anregung des Pfeilers I zu erzwungenen Schwingungen geschah durch ein auslaufendes Exzenter. Dafür wurde das Rad eines Fahrrades verwendet, auf dessen Felge ein Gewicht von 2,8 kg geschraubt war. Es wurde sicher auf dem Pfeiler befestigt. Das Exzenter wurde mit der Hand rasch angestoßen und lief langsam aus. Die Bewegung des Pfeilerendes wurde während des Auslaufes registriert. Den Verlauf der Höchstamplitude zeigt Abb. 2. Sie erreicht in der Resonanz den Betrag $h = 10 \mu$. Die Dämpfung des Pfeilers (d. h. das Verhältnis zweier aufeinander folgender Größtausschläge der freien Schwingung nach verschiedenen Seiten) wurde zu $\epsilon = 1,042:1$ bestimmt.

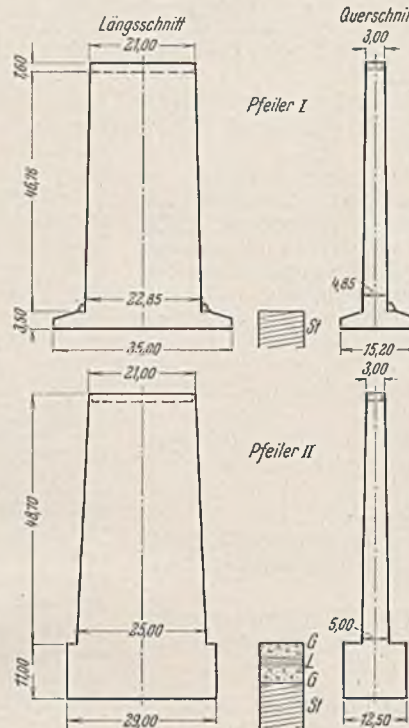


Abb. 1. Ausmaße der Pfeiler I (oben) und II (unten) der Brücke und geologische Schichtung des Untergrundes. St = Sandstein; G = Geröll; L = Lehm.

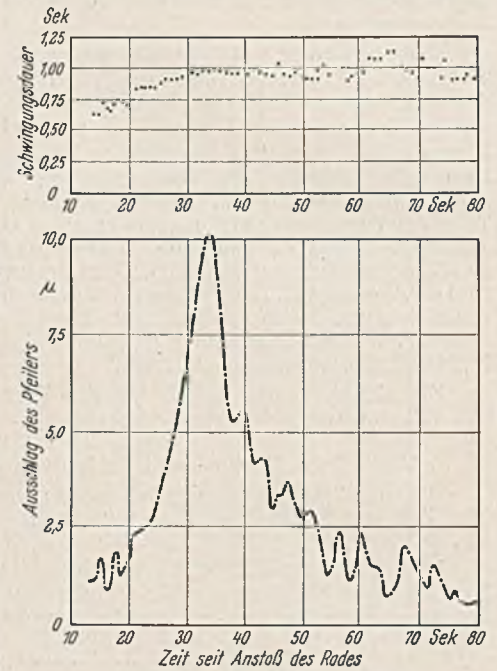


Abb. 2. Zeitlicher Verlauf der Schwingungsdauer und der Amplitude des Pfeilers I beim Auslauf des Exzenters. Als Abszisse ist die Zeit aufgetragen, die seit dem Anstoß des Exzenters verlossen ist.

Würde das Exzenter in der Resonanz plötzlich angehalten, so würde nach der ersten Schwingung die Höchstamplitude h um $f = h(1 - 1:\epsilon^2) = 0,81 \mu$ abnehmen. Um so viel muß das Exzenter für jede Schwingung den Pfeiler abbiegen, damit die Amplitude konstant bleibt. Zur Abbiegung um den Betrag f ist die Kraft

$$P = \frac{f E a^3 b_a}{1,78 \cdot 4 l^3}$$

b_a =Breite des Pfeilers am Fuße. Der Faktor 1,78 rührt von der Verjüngung her. Seine Ableitung ist in (1) gegeben.

Die Fliehkraft des Exzenters in der Resonanz ist:

$$Z = 4 \pi^2 \nu_0^2 r m_e$$

worin r =Abstand der Exzentermasse m_e von der Drehachse. Ohne strengen Beweis habe ich versuchsweise $P = Z$ gesetzt. Durch Gleichsetzung der Ausdrücke für P und Z und Auflösung nach E ergibt sich:

$$E = \frac{1,78 \cdot 4 \cdot 4 \pi^2 \nu_0^2 r m_e l^3 \epsilon^2}{a_a^3 b_a h (\epsilon^2 - 1)}$$

Bei den Versuchen zur Erlangung einer strengen Ableitung obiger Formel, die ich auf verschiedenen Wegen probierte, erhielt ich auf der rechten Seite immer einen Ausdruck, der um den Faktor π größer war als der in der vorstehenden Gleichung. Mit dieser erhielt ich jedoch sowohl bei den Messungen auf den Pfeilern wie bei den zahlreichen Untersuchungen an einseitig eingeklemmten Stäben im Laboratorium stets den richtigen Wert des Elastizitätsmoduls. Worin die Unstimmigkeit besteht, ist noch nicht geklärt. Für den Pfeiler I errechnete sich nach vorstehender Formel für E der Wert:

$$E = 1,49 \cdot 10^{11} \text{ dyn/cm}^2$$

Die beiden nach verschiedenen Methoden errechneten Werte für den Elastizitätsmodul des Pfeilers I stimmen gut überein. Der Wert für den Pfeiler II ist dagegen beträchtlich kleiner. Zum Teil kann das an einer zu klein gemessenen Eigenfrequenz liegen. Bei Pfeiler II wurde diese von unten angeregt. Messungen an einseitig eingeklemmten Stäben zeigten, daß die Eigenfrequenz bei Anregung von unten kleiner gemessen wird als bei Anregung von oben. Die Hauptursache wird allerdings in den verschiedenen Fundamenten zu suchen sein. Bei Pfeiler I ist es niedrig und in Fels eingelassen, bei Pfeiler II ist es hoch und von Schuttmassen umgeben. Man kann daher nicht annehmen, daß Pfeiler II gut geklemmt ist, sondern das Fundament wird auch mitschwingen. Als praktisch hat

es sich erwies, wie die Laboratoriumsversuche gezeigt haben, als Maß für die nicht ideale Einspannung das Stück Δl zu nehmen, das man zur Länge l addieren muß, um bei idealer Einklemmung dieselbe Eigenfrequenz, wie die gemessene, zu errechnen. Unter der Annahme, daß Pfeiler II denselben Elastizitätsmodul hat wie Pfeiler I, müßte, um bei derselben Einklemmung wie Pfeiler I die Grundfrequenz $\nu_0 = 0,83 \text{ sek}^{-1}$ zu erhalten, etwa $\Delta l = 5 \text{ m}$ sein. Dieser Wert dünkt mir nicht sehr unwahrscheinlich zu sein. Zudem sind ferner die beiden Pfeiler nicht aus dem gleichen Material und für die gleiche Festigkeit gebaut. Pfeiler I ist für größere Belastung berechnet.

Die bei den Untersuchungen auf den Pfeilern angewendeten Methoden zur Bestimmung des Elastizitätsmoduls habe ich in zahlreichen Versuchen an einseitig geklemmten Stäben aus Holz, Messing, Stahl und Glas im Laboratorium nachgeprüft. Sie bestätigten die Richtigkeit der Verfahren, besonders der Methode zur Bestimmung von E aus dem Resonanzausschlag und der Dämpfung. Ferner zeigten sie klar den Einfluß der Klemmung auf das elastische Verhalten von Stäben.

II. Verhalten der Pfeiler bei Wind und Erschütterungen.

Neben der lotrechten Belastung der Pfeiler durch die Brücke ist auch ihre Beanspruchung durch waagrecht gerichtete Kräfte von Bedeutung. Um sie irgendwie abschätzen zu können, muß man erst eine Annahme über die Biegefestigkeit der Pfeiler machen. Nach den Angaben in Hütte I scheint mir ein guter, nicht zu großer Mittelwert für die Biegefestigkeit von Sandstein $\sigma_{zul} = 60 \text{ kg/cm}^2$ zu sein. Die höchste zulässige Abbiegung des Pfeilers berechnet sich:

a) bei einer am freien Ende angreifenden Kraft zu

$$f_1 = \frac{2 \sigma_{zul} l^2}{3 E a} = 14,8 \text{ cm};$$

b) bei einer über die breite Seite gleichmäßig verteilten Kraft zu

$$f_2 = \frac{\sigma_{zul} l^2}{2 E a} = 11,1 \text{ cm}.$$

Dazu sind die Kräfte

$$P_{zul} = \frac{f_1 E a^3 b}{4 l^3} = 750 \text{ t}$$

bzw.

$$P_{zul} = \frac{2 f_2 E a^3 b}{3 l^3} = 1500 \text{ t}.$$

Als Beispiel für den ersten Fall kommt hauptsächlich ein seitlicher Schub der Fahrbahn in Betracht. Er wird aber wohl kaum bis zu einer gefährlichen Größe ansteigen. Eine am ganzen Pfeiler angreifende Kraft stellt der Winddruck dar. Damit der Staudruck bis zu 1500 t anwächst, sind Windgeschwindigkeiten von $v_{zul} = 150 \text{ m/sek}$, und wenn man auch den Sog berücksichtigt, noch Geschwindigkeiten von $v_{zul} \approx 100 \text{ m/sek}$

nötig. Statisch betrachtet, bildet der Wind keine Gefahr. Aber auch die in der Natur vorkommenden Windstrukturen mit ihren Schwankungen, die auch Perioden von etwa 1 sek haben, wie die neueren Windregistrierungen im Geophysikalischen Institut Göttingen zeigen⁴⁾, vermögen für die Pfeiler nicht bedenklich zu werden. Bei ihrer geringen Dämpfung muß der Wind schon 20- bis 30 mal um 20 bis 30 m/sek schwanken, um sie aufzuschaukeln. So lange schwankt der Wind nicht gleichmäßig. Zudem stehen die Pfeiler geschützt im Tale.

Um das Verhalten der Pfeiler bei Erschütterungen des Untergrundes durch Erdbeben, Sprengungen, Verkehr usw. zu ermitteln, klemmte ich

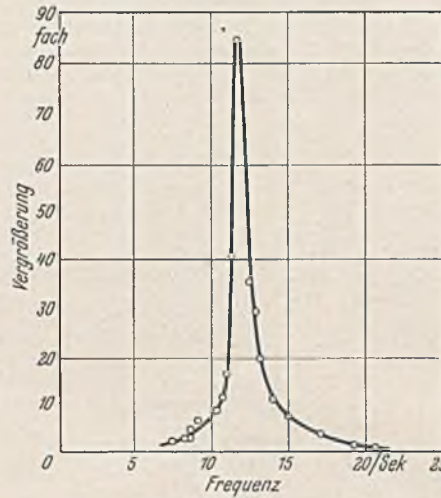


Abb. 3. Resonanzkurve des Eschenholzstabes bei Anregung von unten.

Als Ordinate ist das Verhältnis der Amplitude des freien zur Amplitude des geklemmten Stabendes aufgetragen.

aus $\epsilon = 1,042 : 1$ für Pfeiler I die Resonanzvergrößerung 37, aus $\epsilon = 1,06 : 1$ für Pfeiler II die Resonanzvergrößerung 28.

Große Ausschläge werden nur in der Resonanz erreicht. Gefährlich sind auch dann erst Bodenbewegungen von 5 mm. Solche treten bei einer Periode von etwa 1 sek höchstens in der Nähe des Herdes von Erdbeben auf.

⁴⁾ A. Schröder, Untersuchungen über die Windstruktur und den Bau der Windmeßgeräte. Zeitschrift für Geophysik, Jahrg. 14 (1938), Heft 5/6, S. 198 bis 218.

Alle Rechte vorbehalten.

Einfache Kraftbestimmung an schwierigen Fachwerken.

Von Robert Kraus, Berlin.

Die Bestimmung der Stabkräfte statisch bestimmter Fachwerke mit Hilfe eines Kräfteplans ist in den Fällen nicht ohne weiteres möglich, in denen das Fachwerk nur Knotenpunkte mit mehr als zwei Stabanschlüssen (Grundfigur) enthält oder seine Stützkräfte, wie z. B. beim durchlaufenden Träger Müller-Breslauscher Anordnung (Abb. 2), nicht unmittelbar angegeben werden können. Man hilft sich bei diesen sogenannten schwierigen Fachwerken mit dem Stabvertauschungsverfahren nach Henneberg, mit der Einführung von imaginären Gelenken und anderen aus dem Rahmen der bei den einfachen Fachwerken gewohnten graphischen Kräftebestimmungen herausfallenden Ermittlungsverfahren. Es soll hier gezeigt werden, wie man an Stelle dieser Verfahren den gewohnten Weg ohne die Fehlermöglichkeiten falscher Ersatzstäbe oder imaginärer Gelenke gehen kann.

Wenn man wie bei einer Grundfigur die Bestimmung der Stabkräfte nicht mit der Bildung eines Kräfte Dreiecks beginnen kann, liegt es nahe, das Kräfteviereck heranzuziehen, unter dem ein Körper im Gleichgewicht ist. Es ist bekannt, daß vier Kräfte in einer Ebene (Abb. 1) nur dann Gleichgewicht ergeben, wenn sie paarweise gleich große resultierende Kräfte R bilden, die in der Verbindungsgeraden R ihrer Schnittpunkte liegen. Aus einer gegebenen Kraft P_1 und den bekannten Wirkungslinien der drei anderen Kräfte wird die Lage R der Teilresultierenden und damit im Kräfteplan Abb. 1a Größe und Richtung der fehlenden Kräfte ermittelt. Die Anwendung dieser Kenntnis genügt für die Durchführung der graphischen Behandlung schwieriger ebener Fachwerke, bei denen wie am linken Teil des Trägers Abb. 2 aus einer äußeren Kraft P drei unbekannte Stützkräfte mit bekannten oder ermittelbaren Wir-

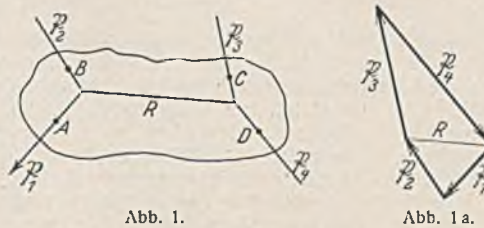


Abb. 1 u. 1a. Kräftebestimmung an einer im Gleichgewicht befindlichen Ebene. Gegeben die Kraft P_1 und die Wirkungslinien der drei übrigen Kräfte.

kungslinien zu bestimmen sind oder, wie bei dem Fachwerk ohne einfachen Knotenpunkt (Abb. 3), Vierecke mit nur zweifachen Knotenpunkten enthalten sind. Die Stäbe eines solchen Vierecks sind mit bezug auf die Stabspannungen in derselben Lage wie der Körper Abb. 1.

Bei dem Träger Abb. 2 ist der Einfachheit halber nur an dem linken Teil eine Last P angenommen, die als Resultierende aller an diesem Trägerteil vorhandenen Lasten aufzufassen ist und daher nicht an einem Knotenpunkt zu liegen braucht. An diesem Trägerteil greifen außerdem Stützkräfte bei A, B und D , also insgesamt vier Kräfte an, deren Wirkungslinien bekannt sein müssen. Die noch fehlende Wirkungslinie bei D findet man dadurch, daß man am rechten Trägerteil etwa vorhandene Lasten P vorläufig entfernt und nun in bekannter Weise mit Benutzung der bekannten Wirkungslinien der Kräfte P und C ein Seileck durch das Gelenk D legt. Da bei im Gleichgewicht befindlichen Körpern die Wirkungslinien von der Größe der Kräfte unabhängig sind, erhält man bei D stets dieselbe Wirkungslinie, gleichgültig, mit welcher Größe der Kraft P_2 oder C das Seileck gezeichnet wird. Man zeichnet in dem

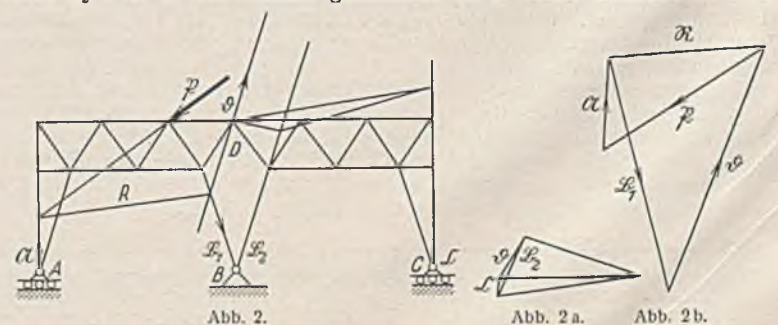


Abb. 2. Stützkraftermittlung an einem durchlaufenden Träger Müller-Breslauscher Anordnung.
Abb. 2a. Kräfteplan des Seilecks am rechten Trägerteil zur Bestimmung der Wirkungslinie am Gelenk D .
Abb. 2b. Kräfteplan zur Ermittlung der Stützkräfte am linken Trägerteil.

Seileckskräfteplan Abb. 2a z. B. die Kraft \mathfrak{B}_2 mit beliebiger Größe und mit Richtung in der durch den zugehörigen Stab (Abb. 2) festgelegten Wirkungslinie, setzt die Wirkungslinie der Kraft \mathfrak{C} daran, wählt den Pol des Kräfteplanes und zieht die Polstrahlen an Anfang und Ende der Kraft \mathfrak{B}_2 . Im Lageplan wird das Seileck durch das Gelenk D gelegt, weil die dortige Wirkungslinie vorläufig unbekannt ist. Die durch D nach der Wirkungslinie von \mathfrak{B}_2 gehende Seileckseite ist dem Polstrahl parallel, der im Kräfteplan die Ecke der Kräfte \mathfrak{D} und \mathfrak{B}_2 trifft. Nachdem die nächste Seileckseite im Lageplan gezogen ist, zieht man die Schlußlinie des Seilecks nach D , deren Parallele im Kräfteplan die Ecke \mathfrak{C} , \mathfrak{D} liefert, womit die gesuchte Wirkungslinie der Kraft \mathfrak{D} bekannt wird und durch das Gelenk D gelegt werden kann. Damit findet man im Lageplan Abb. 2 nach dem Vorbilde von Abb. 1 die Lage R der Teilresultierenden und kann den Kräfteplan Abb. 2b zeichnen, worin \mathfrak{D} die vom rechten auf den linken Trägarteil übertragene Gelenkkraft ist. Aus ihr sind die Stützkräfte des

dann Vierecke wie $CDAF$ oder $CDEF$ vorhanden, an denen nur eine einzige Kraft \mathfrak{B} angreift und mit denen man die Ermittlung der Stabkräfte beginnt. Wir benutzen hier willkürlich das Viereck $CDAF$, worin der Stab CD ein Körper mit vier Kräften im Gleichgewicht ist, die nach dem Vorbilde von Abb. 1 eine nicht mit CD zusammenfallende Lage r der Teilresultierenden haben, die man durch die Schnittpunkte der Stabpaare ED , BC und AD , CF findet. Am Stab AF bilden Kräfte der Stäbe CF und DA eine Resultierende von derselben Lage r . Die Kraft des Stabes EF schneidet sich mit dieser Resultierenden im Punkte T , durch den wegen des Gleichgewichts die Wirkungslinie \mathfrak{R} der Resultierenden aus der äußeren Kraft \mathfrak{B}_2 und der Stabkraft \mathfrak{S} gehen muß. Da die Wirkungslinie \mathfrak{R} auch der Resultierenden aus den Kräften der Stäbe EF , CF , DA angehört, kann nunmehr nach Abb. 3a im Kräftedreieck die unbekannte Stabkraft \mathfrak{S} ermittelt und im Anschluß daran der Kräfteplan des ganzen Fachwerks aufgezeichnet werden.

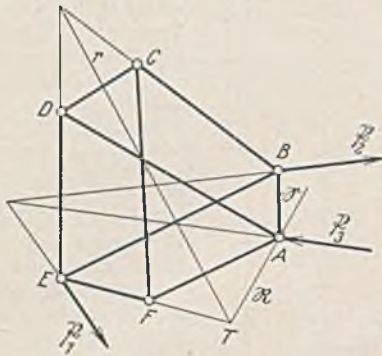


Abb. 3. Ermittlung der Kraft \mathfrak{S} des Stabes AB einer Grundfigur mit Hilfe des Vierecks $CDAF$.



Abb. 3a. Kräfteplan zur Bestimmung der Stabkraft \mathfrak{S} .

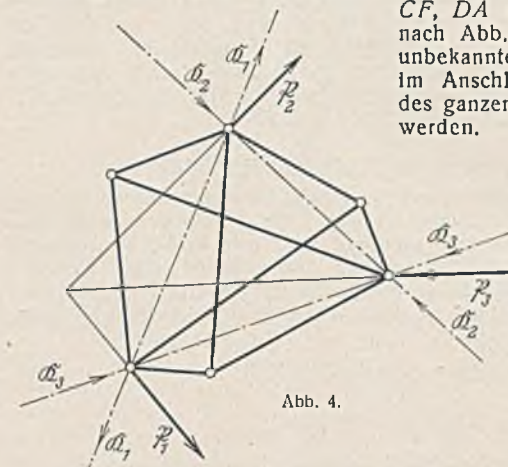


Abb. 4.

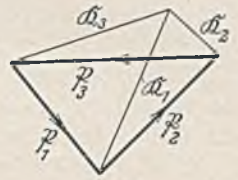


Abb. 4a.

Abb. 4. Ersatz der äußeren Kräfte durch Komponentenpaare \mathfrak{R} , wenn die Kraftverteilung kein Gelenkviereck mit nur einer Kraft \mathfrak{B} ergibt. Abb. 4a. Kräfteplan zur Ermittlung der Komponentenpaare \mathfrak{R} .

rechten Trägarteil zu bestimmen. In dem Fall, daß sich auch am rechten Trägarteil Lasten \mathfrak{P} befinden, entfernt man die Lasten am linken Trägarteil und ermittelt mit demselben Verfahren die von diesen Lasten herrührenden Stützkräfte. Nach Summierung der aus beiden Belastungen erhaltenen Stützkräfte wird der Kräfteplan des Trägers in der üblichen Weise mit der Stützskraft bei A oder D begonnen.

Die Grundfigur Abb. 3 ist unter den Kräften \mathfrak{P} im Gleichgewicht, wobei die drei Kräfte so verteilt seien, daß zwei durch einen Stab verbundene Knotenpunkte, z. B. C und D , ohne äußere Kraft sind. Es sind

Wenn bei der Grundfigur Abb. 4 die äußeren Kräfte so verteilt sind, daß kein Viereck mit nur einer Kraft \mathfrak{B} vorhanden ist, so macht man das an Abb. 3 gezeigte Verfahren dadurch anwendbar, daß man die Kräfte \mathfrak{P} durch Komponentenpaare \mathfrak{R} mit paarweise gleichen Wirkungslinien ersetzt. Man ermittelt hiernach mit jedem einzelnen Komponentenpaar die von ihm hervorgerufene Kraft in einem bestimmten Stab nach Abb. 3 unter Auswahl geeigneter Vierecke. Durch Summierung der Einzelergebnisse erhält man die gesuchte Stabkraft, die nun die Herstellung eines Kräfteplans (Abb. 4a) des Fachwerks erlaubt.

Vermischtes.

Neuer Stadtbaudirektor von Berlin. Der bisherige Magistratsoberrat Erhard Emmrich ist als Nachfolger von Stadtbaurat Langer zum Stadtbaudirektor im Haupttiefbauamt von Berlin ernannt worden.

Stadtbaudirektor Emmrich, der seit langem zu den engsten Mitarbeitern des Stadtbaurats zählt, steht im 40. Lebensjahr. Er trat am 3. September 1928 als Diplom-Ingenieur in die Dienste der Stadt Berlin, wurde Mitte August 1936 Magistratsbaurat und Ende September 1937 Magistratsoberrat.

Die Deutsche Akademie für Bauforschung hat in einer eingehend begründeten Eingabe an sämtliche Ministerien des Reiches und der Länder und die Reichsleitung der NSDAP. beantragt, in Zukunft von den haushaltplanmäßigen Unterhaltungs- und Instandsetzungsmitteln nur $\frac{1}{3}$ in den Monaten April bis Oktober, dagegen $\frac{2}{3}$ in den Monaten November bis März zu verwenden.

Eine 2500 m lange Eisenbetonbrücke. Die Stadt Galveston (Texas) ist durch einen etwa 3 km breiten Meeresarm vom Festlande getrennt. Im Jahre 1900 wurden die Stadt und die sie mit dem Festlande verbindende Brücke durch einen Wirbelsturm zerstört, aber erst in den Jahren 1911 und 1912 wurde wieder eine feste Verbindung mit dem Festlande erbaut. Ihr 685 m langer Mittelteil bestand aus Betonbogen von 21,35 m Spannweite, und seitlich schlossen sich Erddämme zwischen Spundwänden aus Eisenbeton an. Man verließ sich darauf, daß diese Brücke schon durch ihre Masse der Gewalt des Sturmes und den von ihm aufgepeitschten Wellen widerstehen können. Als 1915 bei einem Sturm Wellen bis 4 m Höhe auftraten, bewährte sich die Brücke auch, aber der Damm zwischen den Spundwänden wurde so ausgespült, daß man ihn nicht wieder auffüllte, sondern ihn durch ein 1687 m langes Bauwerk, ebenfalls aus 21,35 m weiten Bogen, ersetzte.

Bis zum Jahre 1935 hatte der Kraftwagenverkehr zwischen Galveston und dem Festlande so zugenommen, daß die eine Brücke nicht mehr genügte, und man beschloß, eine zweite zu erbauen, deren Errichtung zur Zeit im Gange ist. Der neuen Brücke gab man solche Formen, daß sie dem Druck von Wind und Wogen weniger als die alte Brücke ausgesetzt ist, indem man sie höher legte und die dem Sturm und den Wogen ausgesetzten Flächen klein hielt. So entstand das in Abb. 1 u. 2 dargestellte Bauwerk, bei dem die Straßenkronen 7,57 m über MNW und damit 2,45 m höher als bei der alten Brücke liegt. Um eine Mittelöffnung, die durch eine Klappbrücke überspannt wird, sind 39 Einheiten von 61,45 m Länge angeordnet, deren drei Öffnungen von einem durchlaufenden Eisenbetonträger überbrückt werden. Die Pfeiler sind auf Senkkasten und Pfählen gegründet. Sie sind da, wo sie auf den Gründungen

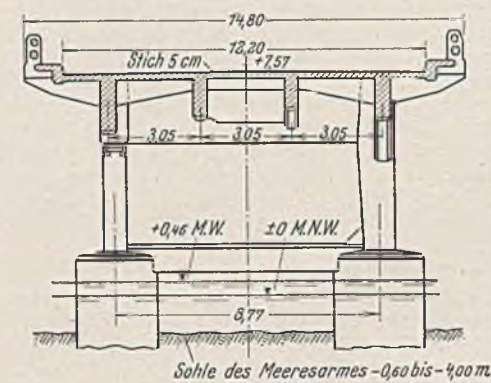


Abb. 2. Querschnitt der Brückeneinheit, links durch eine Endöffnung, rechts durch eine Mittelöffnung.

aufsitzen, durch kräftige Querriegel verbunden, und am Kopfe bildet die Fahrbahn eine feste Verbindung zwischen ihnen, so daß ein geschlossener Rahmen entsteht, von dem man wohl annehmen kann, daß er ausreichend steif ist, um waagerechten, von der Seite her wirkenden Kräften widerstehen zu können. Die Brücke hat deshalb auch keine Brüstungen, sondern ein Geländer mit zwei Holmen aus Eisenbeton erhalten.

Der Bau dieser Brücke bedurfte wegen ihrer Lage besonderer Maßnahmen. Sie ist durch 214 und 1280 m weite Zwischenräume vom festen Lande getrennt, mit dem die Verbindung durch Dämme hergestellt werden soll. Die mittlere Wassertiefe an der Brückenbaustelle beträgt etwa 4 m, nimmt aber bei Niedrigwasser um etwa 45 cm ab, und ungefähr

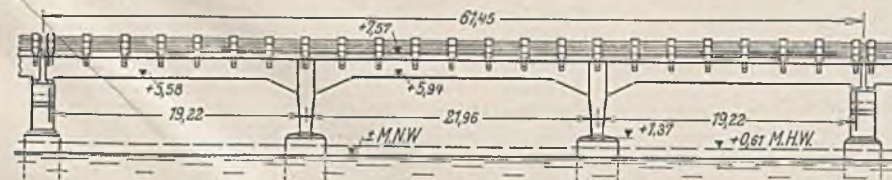


Abb. 1. Ansicht einer Brückeneinheit; durchlaufender Träger über drei Öffnungen.

300 m breite Streifen des Ufers werden dann trocken. Die Baustelle ist also zu Schiff vom Lande her schwer zu erreichen, alle Baustoffe mußten aber vom Lande her angefordert werden. Man mußte sich daher entschließen, eine Fahrinne für die Kähne auszubaggern, die zur Anförderung des Betons dienen, und ein Gerüst am Festlandende zu errichten, von dem aus diese Kähne beladen wurden. Auf diesen Kähnen wurden auch die Mischanlagen für den Beton aufgebaut. Sie mußten deshalb schwimmend angeordnet werden, weil sich die erhebliche Menge Beton, die hergestellt werden muß, in kleinen Mengen auf eine große Zahl von punktwise im Wasser liegenden Baukörpern verteilt. Es mußte also möglich sein, den Beton zu Wasser an alle diese Stellen heranzubringen. Es galt, auf 119 paarweise angeordneten Senkkasten 119 Paar Pfeiler zu errichten und über diesen 39 sich über drei Öffnungen erstreckende Träger zu bauen. Dazu kamen noch die Widerlager für die Klappbrücke und die Übergangsbauwerke an den Enden.

In dem erwähnten Gerüst war eine 18,3 m weite Öffnung, unter die die Kähne fahren, um mit den Bestandteilen des Betons beschickt zu werden. Auf dem Gerüst brachte eine Lokomotive fünf Wagen an, von denen jeder Sand und Kies für eine Füllung der Mischtrommel mit 0,75 m³ enthielt. Diese Wagen hatten Bodenöffnungen, von denen aus der Sand und Kies durch Schüttrümpfe in entsprechend angeordnete Behälter auf dem Kahn rutschte. Ein sechster Wagen brachte den Zement in einzeln abgemessenen Mengen für je eine Mischerfüllung an. Dieser Zement wurde in Taschen gefüllt, die in den Behältern auf dem Kahn angeordnet waren. Der Zement kam also mit den festen Zuschlägen des Betons erst in Berührung, wenn die Behälter in den Mischer ausgeschüttet wurden. Vier Kähne waren so für die Betonbereitung ausgerüstet; jeder enthielt 25 Mischerfüllungen und das dazu nötige Wasser. Stündlich konnten etwa 30 m³ Beton hergestellt werden. An dem einen Ende der 15 m langen und 9 m breiten Kähne war der Mischer aufgebaut, am anderen Ende ein Kran, der den Mischer füllte. Der fertige Beton wurde entweder von diesem Kran oder von einem zweiten Kran, der auf einem zweiten Kahn aufgebaut war, in Kübeln gehoben und an der Verwendungsstelle ausgeschüttet. Der erste Kran bediente dabei ausschließlich den Mischer, und der zweite Kran wurde da herangezogen, wo der Beton, um ausgeschüttet zu werden, erst gehoben werden mußte.

Die nach Eng. News-Rec. 1938 vom 15. September hier beschriebene Anlage war das Ergebnis eingehender Erwägungen. Man hatte auch erwogen, die Anlagen zur Betonbereitung auf dem festen Lande anzuordnen, und es wurde, anscheinend von der Bauleitung, bezweifelt, ob die gewählte Ausführung wirklich die zweckmäßigste wäre. Der Unternehmer war aber mit ihr zufrieden, weil sie ohne Schwierigkeiten die Verteilung des Betons auf die vielen einzelnen Baukörper ermöglichte.

Die Träger über die drei Öffnungen jeder der 39 Brückeneinheiten mußten in einem Arbeitsgang hergestellt werden. Es wurden also Schalungsträger aus Stahl entworfen, mit deren Hilfe alle drei Öffnungen auf einmal eingeschalt werden konnten. Sie wurden unter Zwischenschaltung von Sandtöpfen auf die Pfeilergründungen abgestützt. Wenn der Sand auslief, senkten sich die Träger so weit, daß sie auf einem Kahn ausgefahren und zur weiteren Verwendung in die nächste Einheit gebracht werden konnten.

Es wurde verlangt, daß die Bewehrungsseisen der Träger und Fahrbahn miteinander verschweißt würden. Dies geschah mit Hilfe von Lehren auf dem Lagerplatz für die Baustoffe am Ufer, und dann wurde die Bewehrung im ganzen in die Form eingelegt. Um den Beton einzubringen, wurde ein fahrbarer Bockkran so angeordnet, daß er die Brücke in ihrer ganzen Breite überspannte. An ihm wurde ein Schüttgefäß von 0,75 m³ Inhalt aufgehängt, das die Brücke in der Längs- und in der Querrichtung bestreichen konnte. Auf diese Art konnte man mit drei Arbeitern für jede Einheit auskommen. Die Oberfläche der Fahrbahn wurde mit einem Straßenfertiger abgeglichen, der die ganze Breite von 12,2 m auf einmal bearbeiten konnte.

Eine neue Diesellokomotive für den Baubetrieb. Für den Betrieb auf Baugleisen mit 600 bis 900 mm Spurweite ist eine neue Diesellokomotive (Bauart Schwartzkopff) in Betrieb genommen (Abb. 1), die sich durch die Art des Antriebs der Radachsen von den anderen Diesellokomotiven unterscheidet.

Bei den Diesellokomotiven anderer Bauart wird das Drehmoment des Antriebmotors vom Schaltgetriebe auf die Radachsen durch Rollen-

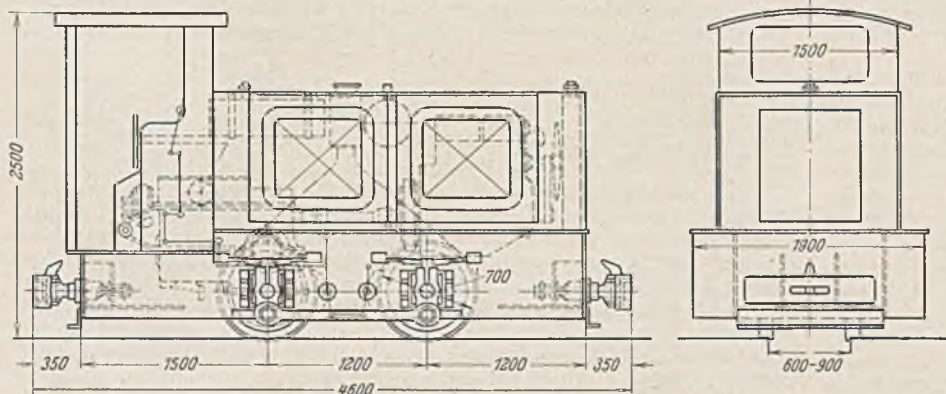


Abb. 1. Diesellokomotive mit unmittelbarem Antrieb einer Achse.

ketten, Zahnradvorgelege oder Blindwellen übertragen. An der neuen Diesellokomotive wirkt dagegen das Schaltgetriebe unmittelbar auf die dem Führerhaus am nächsten liegende Radachse, die mit der anderen Radachse durch Kuppelstangen verbunden ist. Der Antrieb hat eine ähnliche Form wie an elektrischen Triebfahrzeugen mit Tatzlagermotoren. Das der angetriebenen Radachse gegenüberliegende Ende des Schaltgetriebekastens der Diesellokomotive ist am Lokomotivrahmen federnd aufgehängt, so daß durch die bewegliche Aufhängung auf der einen Seite keine durch die Schienenstöße verursachten Rahmenverwindungen auf das Getriebe übertragen werden. Auf der anderen Seite stützt sich das Schaltgetriebe unmittelbar auf die Radachse ab (Abb. 2). 75% des gesamten Gewichts des Getriebes sind abgefedert, und nur der Rest drückt als tote Last auf die Achse.

Das Getriebe enthält drei Stufen für Geschwindigkeiten von 4,5, 9 und 15 km/h, die durch Lamellenkupplungen geschaltet werden. Die trocken laufende Lamellenkupplung für den ersten Gang zum Anfahren befindet sich außerhalb des Getriebekastens. Auf diese Weise werden die größeren Wärmemengen, die infolge der größeren, zu übertragenden Momente beim Anfahren entstehen, leicht abgeführt. Die in Öl laufenden Lamellenkupplungen für den zweiten und dritten Gang sind im Gehäuse eingebaut. Die Fahrtrichtung der Lokomotive wird durch eine Kegelradwendeeinrichtung der üblichen Bauart geändert.

Der kompressorlose Vierzylinder-Viertakt Dieselmotor, der eine Leistung von 60 bis 66 PS abgibt, verbraucht an Brennstoff bei Vollast 200 und an Schmieröl 5 g/PS_h. — Die Zugkräfte am Haken der Lokomotive sind in der Zahlentafel zusammengestellt (gerade Strecke, 10 kg/t Fahrwiderstand).

Steigung	1:∞	1:200	1:100	1:50	1:40
	t	t	t	t	t
Geschwindigkeit 4,5 km/h	3000	195	145	92	78
9 km/h	1500	96	70	43	36
15 km/h	800	50	35	20	15,5

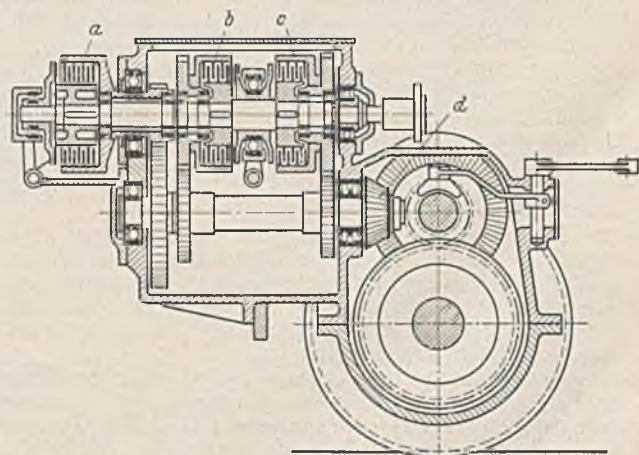
Im übrigen ist die Lokomotive nach folgenden Zahlen gebaut: Dienstgewicht 10 t, Leergewicht 9,8 t, Raddurchmesser 0,7 m, kleinster, befahrbarer Krümmungshalbmesser 18 m.

Bücherschau.

Kleinogel: Rahmenformeln. Gebrauchsfertige Formeln für alle statischen Größen zu allen praktisch vorkommenden Einfeld-Rahmenformen aus Eisenbeton, Stahl oder Holz. 8. Aufl. Für 114 Rahmenformen, mit 1643 Abb. Berlin 1939, Verlag Wilh. Ernst & Sohn. Preis geb. 25 RM.

In ihrer 8. Auflage haben die „Rahmenformeln“ die Form erhalten, wie man sie sich wünschen mochte. Die Vorzüge der ersten fünf Auflagen, die fertige Formeln für die statischen Größen für bestimmte Belastungsfälle enthielten, und der beiden folgenden, die zugunsten einer Anwendbarkeit für jede beliebige vorkommende Belastung der Übersichtlichkeit Opfer brachten, sind in glücklicher Weise vereinigt. Damit ist ein Werk geschaffen worden, das einerseits einfacheren Anspruchs gerecht wird, aber auch nicht versagt, wenn ungewöhnliche Aufgabenstellungen vorliegen.

Aus der heutigen Ingenieurarbeit mit ihren gewaltigen Anforderungen an Arbeitsmaß und Arbeitstempo ist „der Kleinogel“ einfach nicht mehr wegzudenken. Das teilweise Zurückgehen auf die Form der ersten Auflagen entspricht dem Zeitbedürfnis. Studium und Anwendung müssen getrennt werden, denn nur zu oft wird der Anwendung der Formeln ein nur kurzes Einarbeiten in die Anleitung vorausgehen können. Auch durch die Anschaulichkeit und Übersichtlichkeit, die mit einer sehr fein durchdachten Anordnung und Darstellung erreicht worden sind, wird dem Benutzer des Werkes möglichst viel von seiner eigenen Denkarbeit abgenommen.



a trockene Lamellenkupplung für den ersten Gang, b und c in Öl laufende Lamellenkupplungen für den zweiten und dritten Gang, d Kegelrad-Fahrtwendegetriebe.

Vorlagen (2): Berliner Maschinenbau AG (vormals Schwartzkopff).

Abb. 2. Schnitt durch das dreistufige Lamellenkupplungsgetriebe.

Die Fülle des Stoffes, bedingt durch die Wiedereinführung fertiger Formeln, die Vermehrung der Rahmenformen auf fast das Doppelte und andere verbessernde Erweiterungen, konnte ohne Vermehrung der Seitenzahl bewältigt werden, indem alles praktisch weniger Benötigte — wie Einflußlinien, Kragarmbelastung und Belastungsglieder — in den Anhang verwiesen und dort in kurzen, aber ausreichend erschöpfenden Abschnitten dargestellt worden ist.

Das Arbeiten mit Rahmenformeln wird an unseren Hochschulen im allgemeinen nicht geübt, weil der Studierende die Berechnung der Tragwerke von Grund auf verstehen und die Formeln selbst herzuleiten lernen soll. Damit hängt es wohl zusammen, wenn die Rahmenformeln manchmal etwas geringschätzig als unwissenschaftlich beurteilt werden. Eine solche Beurteilung ist natürlich reichlich oberflächlich, denn das Werk ist als solches eine wissenschaftliche Leistung ganz bedeutenden Ranges.

Etwas anderes ist es, daß derartige erleichternde Hilfsmittel die Gefahr mit sich bringen, auch von wissenschaftlich oder fachtechnisch Ungeschulten benutzt zu werden. Sie geben dann, trotz aller Maßnahmen zur möglichsten Ausschaltung von Fehlern, nur zu leicht Anlaß zu mitunter elementaren Fehlanwendungen. Ich hatte kurz nacheinander mit zwei Fällen zu tun, in denen Tragwerke „nach Kleinlogel“ berechnet und als Rahmen ausgebildet, aber keinerlei Maßnahmen vorgesehen waren, den Rahmensub aufzunehmen. Es dürfte sich also wohl empfehlen, gewisse Grundregeln für die Benutzung des Werkes noch klarer herauszustellen, vor verständnis- und gedankenloser Anwendung durch Ungewübte zu warnen und auf häufiger wiederkehrende Fehler hinzuweisen. Zu diesen gehört auch das Vernachlässigen der Längs- und Querkräfte in den Rahmenstäben, die durch die betonte Darstellung des Momentenverlaufs allzusehr begünstigt wird.

Wenn im Vorwort gesagt ist, es sei zum schnellen Gebrauch der „Rahmenformeln“ nicht unbedingt nötig, die ganze Einleitung durchzulesen, so gilt dies sicher nur für Geübte, und selbst die Angabe der rechnerischen Voraussetzung (S. XIX), daß bei der Aufstellung der Formeln der Einfluß der Längs- und Querkräfte auf die Formänderungen vernachlässigt worden ist, kann einem flüchtigen Benutzer — ich spreche hier aus Erfahrung — in die falsche Kehle geraten und zur Vernachlässigung der Längs- und Querkräfte bei der Bemessung Anlaß geben.

Man kann an der Tatsache eben nicht vorbeigehen, daß selbst ein so vortrefflich durchdachter Abnehmer der Denkarbeit zur Gedankenlosigkeit verleitet und auch mit dem Gegenstande wenig Vertraute zur Übernahme von Arbeiten führt, denen sie nicht gewachsen sind. Daher sollte dem Werk zum mindesten eine ähnliche Warnung vorangestellt werden, wie sie im Vorwort zu unseren deutschen Eisenbetonbestimmungen gegeben worden ist.

Für das Werk selbst und seine Eignung in der Hand des Berufenen bedeuten diese Wünsche natürlich keinerlei Abschwächung des eingangs Gesagten.

Feder, G., Prof. an der T. H. Berlin: Die neue Stadt. Versuch der Begründung einer neuen Stadtplanungskunst aus der sozialen Struktur der Bevölkerung. VIII, 480 S. mit 287 Textabbild. u. 4 Tafeln. Berlin 1939, Julius Springer. Preis Lbd. 45 RM.

Um den Lebensraum einer Stadt in Wohn-, Arbeits-, Verkehrs- und Erholungsflächen richtig aufzuteilen, wird in dem vorliegenden Buch von der Struktur der sozialen Gemeinschaft ausgegangen und zum Gestaltungsgrundsatz die Gemeinschaftsbildung und das öffentliche Leben erhoben, denen sich der architektonische Gestaltungswille unterzuordnen hat. Je größer aber ein Stadtgebilde ist, desto vielgestaltiger sind die sozialen und wirtschaftlichen Verflechtungen und desto unübersichtlicher die Beziehungen zueinander, desto größer aber auch der Leerlauf und desto geringer die Leistung. Darum wird für die Aufgabe, die sich der Verfasser gestellt hat, eine Stadt gewählt, die in ihrem endgültigen Ausbau 20 000 Einwohner enthalten soll, unter der Annahme, daß ein selbständiges Gemeinwesen solchen Ausmaßes frei von den nicht zu bestreitenden Nachteilen der Großstadt sein und die naturgebundene Lebens- und Anschauungsweise der Bewohner noch vorherrschen wird, dabei aber für sich lebensfähig ist.

Die Planung beginnt daher mit der Untersuchung, welches Umland eine solche Stadt benötigt, um unter Benutzung eines in der bäuerlichen Siedlung geprägten Begriffes „eine volle Ackernahrung“ zur Ernährung ihrer überwiegend gewerblich tätigen Bewohner zu haben, während dieses Umland zugleich Absatzgebiet für die gewerblichen Erzeugnisse der Stadt sein soll. Es ergibt sich unter Anlehnung an sorgfältig ausgewählte Beispiele, daß die neue Stadt sich aus 314 km² gut besiedelten Umlandes selbst ernähren kann.

Zuerst wird die Verteilung der Wohnungen in einer solchen Stadt gleichfalls aus dem an anderen Orten ermittelten Wohnungsbestand abgeleitet. 30% sollen Mietwohnungen sein, aber die bisher üblichen Anteile der Größenklassen werden mit Recht als ungesund bezeichnet, und der Anteil der Kleinwohnungen wird zugunsten der Wohnungen mit mehreren Räumen verringert.

Größe und Zahl der Wohnungen ist unabhängig von der Berufstätigkeit der Bewohner, dagegen kann die Gliederung der öffentlichen und gewerblichen Berufe stark verschieden sein, je nachdem, ob in diesem Gemeinwesen die öffentlichen Dienste, Handel und Verkehr, Landwirtschaft, Industrie und Handwerk oder berufslose Selbständige vorherrschen. Für jede Form werden Beispiele gebracht und daraus ein Durchschnittsmuster entwickelt, das auf eine ganze Anzahl deutscher Städte paßt. Von dieser Stadtart hängt der Beschäftigungsgrad, d. h. Zahl der Gewerbetätigen ab, wofür der bekannte Durchschnittswert von 55,5 auf 100 Einwohner angegeben wird. Eine Beschäftigung von Arbeitern aus dem Umland ist

nicht vorgesehen. Der Flächenbedarf an öffentlichen Einrichtungen und gewerblichen Anlagen wird in systematischer, bis ins einzelne gehenden Weise ermittelt. Dieser sich auf 354 Seiten erstreckende Abschnitt, aus dem Richtwerte abgeleitet werden, die in übersichtlichen Tafeln zusammengestellt sind, macht den Hauptteil des Werkes aus.

Beachtlich ist, daß die Untersuchung von einer Verteilung auf Handel und Gewerbe ausgeht, die noch aus der Zeit des freien Spiels der Kräfte stammt, und daß daher vorausgesetzt wird, daß der statistisch erfaßte Aufbau zufolge der natürlichen Auslese sich in einem organischen Gleichgewichtszustand befindet. In den Bezirken „Genuß“ könnte der neue Lebensstil gewisse Einschränkungen bewirken. Auch sollte der rationalisierte Mittelbetrieb den Zwergebetrieb ersetzen. Nicht befriedigt, daß der Personen- und Güterbahnhof der Betriebe mit der großen Zahl Beschäftigter ist (225). Es handelt sich demnach nicht um eine Musterstadt, die Standort einer neuen oder aus einer Großstadt ausgesiedelten Industrie werden soll.

Aus den gewonnenen Richtwerten wird dann die schöpferische Gestaltung des Gemeinwesens abgeleitet, unter Anlehnung an bekannte Siedlungen des In- und Auslandes, die ihren Ausdruck in der Flächengliederung findet, deren Begründung etwas knapp ausgefallen ist. Nach einer von mir vorgenommenen Überschlagsrechnung beträgt die Straßenlandquote 34% der bebauten Fläche und die Verkehrsdichte < 1. Darin drückt sich sowohl die Weiträumigkeit wie die Rücksicht auf die Motorisierung aus.

Der Anteil der Spiel- und Sportflächen von 3,5 m² auf den Einwohner deckt sich mit meinen Angaben in der „Hütte“, 26. Aufl., III. Bd. Eine Zurückführung aller Flächenanteile auf die bisher üblichen Einheiten — Einwohner oder Geschoßfläche — hätte das Ergebnis und die am Schluß gebrachte Kostenberechnung übersichtlicher gemacht. Dies möge eine Anregung für eine Neuauflage sein.

Die Frage wäre zu stellen, ob die Schaffung solcher in sich genügsamer Siedlung dem besonderen Bedürfnis entspricht, ob nicht vielmehr die viel schwierigere und noch beispiellosere Aufgabe bei der Schaffung solcher Siedlungen liegt, die als Standorte besonderer Industrien gekennzeichnet sind.

Planungsbeispiele, die aber nicht als idealisierte anzusehen sind, veranschaulichen dann die Schlußfolgerungen; darunter befinden sich ein Wettbewerb für Brandenburg a. d. H., Arbeiten aus dem Seminar des Buchverfassers und die Arbeit von Prof. Muesmann, Dresden, die er für die Ausstellung Düsseldorf 1937 geliefert hat.

Alle Kreise, die den Städtebau nicht nur als ästhetische, sondern als gemeinwirtschaftliche Aufgabe betrachten, werden diese Arbeit begrüßen, da sie eine Fülle von Erkenntnissen und Anregungen enthält.

Prof. Dr.-Ing. E. Neumann.

Deutscher Ausschuss für Eisenbeton, Heft 93: Versuche zur Ermittlung des Gleitwiderstandes von Eiseneinlagen im Beton bei stetig steigender Belastung und bei oftmals wiederholter Belastung, durchgeführt in den Jahren 1936 und 1937 im Institut für die Materialprüfungen des Bauwesens an der Technischen Hochschule Stuttgart. 28 S., 41 Abb., 7 Zusammenstellungen. Otto Graf und Erwin Brenner. Berlin 1939, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. Preis geh. 3,40 RM.

In § 29, Tafel A, der Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton ist die Größe der zulässigen Eisenspannung nach der Dicke der Rundseisen und in Abhängigkeit von der Betonfestigkeit abgestuft. Damit wird auf die Bedeutung der Verankerung der Eiseneinlagen im Beton hingewiesen. Das vorliegende Heft berichtet über das Ergebnis von Versuchen, die im Auftrage des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton zur Klärung des Verhaltens der Eisen im Beton verschiedener Festigkeit angestellt worden sind. Die Bewehrung bestand in allen Versuchsreihen aus Rundseisen von 25 mm Durchm., und zwar aus St 37 und St 60. Es wurden Eisen mit und ohne Rundhaken und von verschiedener Einbettungslänge bei stufenweise steigender und bei oftmals wiederholter Belastung untersucht.

Die Versuche haben bemerkenswerte Ergebnisse gebracht, die nicht nur zu weiteren Untersuchungen anregen, sondern auch dem konstruierenden Eisenbetonpraktiker wichtige Anhaltspunkte bieten für die richtige Bewehrung von Eisenbetonbauteilen mit dicken Eiseneinlagen. Wird bei stufenweis gesteigerter Last die Forderung gestellt, daß die Bewehrung bis zur Streckgrenze beansprucht werden kann, ohne daß unzulässige Gleitbewegungen eintreten, dann muß bei 25-mm-Rundseisen St 37 ohne Haken die einbetonierte Länge l bei Beton mit $W_b = 400 \text{ kg/cm}^2$ gleich der 30fachen Eisendicke, bei Beton mit $W_b = 250 \text{ kg/cm}^2$ gleich 45 d sein. Bei Einlagen aus St 37 mit Haken muß die Gesamtlänge des einbetonierten Stabes einschließlich der abgewinkelten Länge des Hakens bei $W_b \geq 300 \text{ kg/cm}^2$ 30 d , bei $W_b = 250 \text{ kg/cm}^2$ 60 d betragen.

Lastwiederholungen bewirkten eine beträchtliche Zunahme der Größe der Gleitbewegungen. Diese Gleitbewegungen waren nach rd. 1 Million Lastspielen etwa 4- bis 8mal so groß, als die am stufenweis belasteten Körper. Die Bruchlasten von Körpern, deren Einlagen mit Haken versehen waren, betragen nach rd. 1 Million Lastspielen das 0,4- bis 0,7fache der bei stufenweis gesteigerter Last ermittelten Werte. Mit der Annahme, die Verankerung der Rundseisen solle in der Lage sein, während 1 Million Lastspielen eine Eisenzugspannung von 1400 kg/cm² zu übertragen, ergeben sich bei Einlagen mit Haken notwendige einbetonierte Längen von 15 d bei $W_b = 400 \text{ kg/cm}^2$, von 30 d bei $W_b = 250 \text{ kg/cm}^2$, von 45 d bei $W_b = 160 \text{ kg/cm}^2$.

Dipl.-Ing. R. v. Halasz.

Engl, Jos.: Raum- und Bauakustik, ein Leitfaden für Architekten und Ingenieure. VIII, 374 S. mit 255 Abb. u. 56 Tabellen, Leipzig 1939, Akadem. Verlagsanstalt m. b. H. Preis geh. 32, geb. 34 RM.

Es handelt sich nicht um einen „Leitfaden“, sondern um ein das ganze Gebiet umfassendes Werk, das auf der gesamten Literatur fußt und sie gewissenhaft nutzbar macht. Diese verdienstvolle Sammelarbeit behandelt alle Probleme mit wissenschaftlicher Gründlichkeit systematisch und objektiv, d. h. ohne kritische Stellungnahme oder eigene Forschung. Für den Fachmann ist es ein unentbehrliches Nachschlagewerk.

Die Architekten und Bauingenieure werden allerdings nicht immer geneigt sein, sich in die Theorien einzuarbeiten, die für sie z. T. zu speziell sind, z. T. ausführlicher dargelegt sein sollten. Dies dürfte z. B. in der grundlegenden Einführung in die Watt-, Dezibel-, Phonrechnung und -messung der Fall sein, bei der leider immer noch keine Einheit in der Fachwelt erzielt wurde. Daher ist die Dezibelrechnung als ein relatives Maß für die Schallstärke auf der physikalischen Grundlage des objektiven Schalldruckes getrennt zu halten von der Phonmessung als der auf die Gehörschwelle physiologisch bezogenen Dezibelrechnung und somit absolutem Maße für die Lautstärke nach dem subjektiven Eindrucke. Letztere ist für alle Vorgänge der Hörsamkeit maßgebend und sollte stets in Phon ausgedrückt werden.

Nicht zu billigen ist die Einbürgerung des aus der Hydrographie entnommenen Ausdrucks „Pegel“ in die Fachsprache der Akustik, zumal er in dem Buche unterschiedslos auf alle Größen: Schall, Laut, Sprache, Musik, Geräusch, Störung, Dämmung angewendet wird und zu sinnverwirrenden Stillblüten führt wie z. B. „Pegelhöhe der Störlautstärke“ (gemeint ist einfach: „Störstärke“).

Unter „*n*“ verstand man früher allgemein die „Zahl der Schwingungen in der Sekunde“; dafür wird neuerdings das Kennwort „Hertz“ gebraucht. Es geht aber nicht an, beides gleichzeitig anzuwenden, wie z. B. „Schwingungszahlensziffer (!) *n* = 1000 Hz“, zumal *n* auch als Brechungskoeffizient oder für die Zahl der Rückwürfe usw. benutzt wird.

Den Tonbereich in Centi-Oktaven einzuteilen, ist abwegig, für die musikalische Akustik ganz unbrauchbar — weil im Widerspruch mit der Intervall-Lehre — und für den Physiker zu roh. Für diesen ist die Milli-Oktave das brauchbare Maß, wie es erstmalig der Unterzeichnete in seiner Glockenwissenschaft einführt.

Alle diese und ähnliche Dinge sind nur Beschwernisse für den Architekten und Ingenieur, für die das Buch in erster Linie bestimmt sein soll und die sich auf die praktischen Folgerungen und Anwendungen beschränken wollen, aber sich hierbei hoffentlich gewarnt fühlen, ohne Erfahrung eine Verantwortung für Bauten zu übernehmen. Denn als unwiderleglich dürften nicht alle Forschungsergebnisse in dem Buche hingenommen werden. Das betrifft u. a. die große Frage der Sprechakustik in ihrer Beziehung zum Raume.

Hier sind im Buche Auffassungen übernommen, die, nicht hinreichend geklärt, sich bis in die Theorie der optimalen Nachhalldauer als Funktion des Rauminhaltes fortpflanzen und z. B. bei Erörterung des zulässigen Umweges für Sprache und Musik irrig auswirken, wo die erstere den kürzeren Umweg verlangt und die andere den längeren erlaubt, also eine Vertauschung der im Buche angegebenen Zahlen der Wirklichkeit näher kommen würde. Bedenklich für den Musiker erscheint die versuchte Einteilung der Kompositionsarten nach ihrer Wirkung im Raume. — Auch in der falschen Annahme, die Thomaskirche in Leipzig sei für Bachsche Musik besonders geeignet, zeigt sich der noch mehrfach bestehende Widerspruch zwischen Theorie und Erfahrung. Ferner sind Grund- und Aufrisse von Räumen als empfehlenswert zusammengestellt, die z. T. nur bedingungsweise und mit Vorsicht zu gebrauchen sind.

Erleichtert würde das Studium des Buches durch ein Verzeichnis aller Formeln und Symbole; dabei würde wohl das Unzweckmäßige erkannt werden sein, einzelnen Bezugszeichen innerhalb eines Buches mehrfach Bedeutung beizulegen.

Trotz dieser beispielsweise herausgegriffenen Einzelheiten bleibt der Wert des Buches ungeschmälert, bei der Fülle des Stoffes alle Kapitel aus der jungen, aber innerhalb von zweieinhalb Jahrzehnten zu einem mächtigen Gebäude angewachsenen Wissenschaft behandelt zu haben.

Prof. Biehle.

Hoff, Paul, Dipl.-Ing.: Die Entwicklung der hochfesten Stähle für den Großstahlbau. Mitteilungen der Kohle- und Eisenforschung. G. m. b. H. Wissenschaftliche Leitung: Dr.-Ing. E. H. Schulz. Bd. 2, Lieferung 1. Dortmund, Februar 1938. Stahl Druck Dortmund. Berlin W 9, Julius Springer. Preis geh. 3 RM.

Die Zunahme der Lasten der Lokomotiven und der Großgüterwagen, die Forderungen des Verkehrs auf den unterführten Verkehrswegen nach immer größeren Stützweiten und die aus beiden bedingte Notwendigkeit größerer Wirtschaftlichkeit und Zweckmäßigkeit der Stahlbrücken ließen in den beiden letzten Jahrzehnten in Deutschland das Forschen nach hochwertigen Baustählen für den Großstahlbau aufkommen. Die Stahlwerke und ihre Forschungsinstitute sind den Wünschen der Behörden und der Stahlbauanstalten in anerkannter Weise nachgekommen und haben in eifriger und gründlicher Forschungsarbeit hervorragende hochwertige Baustähle geschaffen, die der deutschen Stahlbauindustrie den erhofften Nutzen gebracht haben. Es sind dabei verschiedene Wege eingeschlagen worden, um das erstrebte Ziel zu erreichen. Das vorliegende Buch gibt einen umfassenden Überblick über die einschlägigen Arbeiten. Es enthält 12 Abschnitte: I. Einleitung. II. Entwicklung vom Gußeisen zum St 37. III. Änderung der Berechnungsgrundlagen und ihr Einfluß auf die Werkstofffrage. IV. Der St 48. V. Der Siliziumbaustahl.

VI. Die Grundlagen für die Weiterentwicklung. VII. Die Entwicklung des St 52. VIII. Die Schwierigkeiten nach Einführung des St 52. IX. Bewährung und Erfolge des hochwertigen Baustahls. X. Die Entwicklung hochwertiger Baustähle im Ausland. XI. Das heutige Baustahlproblem in Deutschland. XII. Zusammenfassung.

Hochwertige Baustähle müssen sich auch einwandfrei schweißen lassen, um hierdurch das Optimum an Wirtschaftlichkeit und Zweckmäßigkeit zu erreichen. Diese Forderung hat den Stahlwerken neue Aufgaben gestellt. Im letzten Vierteljahr ist es gelungen, auch diese Aufgaben zu lösen. Die Arbeiten auf dem Gebiete der hochwertigen Baustähle sind sicher noch nicht abgeschlossen. Bei den künftigen Arbeiten wird das Hoffsche Buch eine wertvolle Grundlage bilden. In den Stahlwerken und in den Stahlbauanstalten sollte das Hoffsche Buch eifrig studiert werden.

Schaper.

Schweiz. Verband für die Materialprüfungen der Technik, Bericht Nr. 35, M. Roß: Gegenwärtiger Stand und aktuelle Probleme hochwertiger stahlbewehrter und nichtbewehrter Zementrohre¹⁾. — A. Voellmy: Die Bruchsicherheit eingebetteter Rohre. — H. Gessner: Die natürlichen chemischen Einflüsse auf Beton — Atmosphärrillen, Wasser und Boden. — R. Zollikofer: Die Kommission zur Prüfung des Verhaltens von Zementrohren in Meliorationsböden. 325 S. Zürich 1937, Buchdruckerei A. G. Gebr. Leemann & Co. Preis br. 9 RM.

Mit dieser Schrift liefert die Schweiz einen weiteren wertvollen Beitrag der 1922 begonnenen Gemeinschaftsarbeit von Forschung, Technik und Industrie auf dem wirtschaftlich und technisch so wichtigen Gebiete des Baues von Beton- und Eisenbetonrohrleitungen. Wie die früheren Berichte, so zeichnen sich auch die vorliegenden durch eine gründliche theoretische und versuchstechnische Durchführung aller Einzelheiten aus.

Der erste Bericht von M. Roß (32 Abb.) befaßt sich mit den Baustoffen, den Erzeugungsverfahren, der Nachbehandlung, der Prüfung und den Berechnungsgrundlagen für die Bemessung bewehrter und unbewehrter Betonrohre und gibt eine Zusammenfassung des von 1927 bis 1937 erzielten Fortschritts. Als in der nächsten Zukunft noch zu lösende Probleme werden genannt: genauere auf Messung an Rohrleitungen sich stützende Berechnungsverfahren, Gewährleistung der Dichtigkeit und Undurchlässigkeit von Rohrverbindungen für hohe Innendrucke, Rohrerzeugung mit vorgespannter Bewehrung, hydraulisches Leistungsvermögen sowie Hebung und Gewährleistung der chemischen Widerstandsfähigkeit. Zum Schluß werden die letzten S. J. A.-Normen für die Herstellung von Zementrohren (K. Z. M.-Normen) vom August 1934 (4 Abb.) veröffentlicht.

A. Voellmy (111 Abb.) behandelt die Beanspruchung überschütteter Bauten — wie Wasser- und Abwasserleitungen, Durchlässe, Düker, Stollen, Tunnel in lösem Gebirge usw. — und namentlich die statische Untersuchung eingebetteter Rohre mit Berücksichtigung des elastischen Verhaltens von Bauwerk und Baugrund²⁾. Nach den bereits besprochenen vier Kapiteln befaßt sich das neue Kapitel V mit der Bruchsicherheit der Zementrohrleitungen, deren Eigenschaften in beständiger Entwicklung begriffen sind und deren Wert und Bestand mit Rücksicht auf ihren weiten Anwendungsbereich von größter volkswirtschaftlicher Bedeutung ist. Jeder, der am theoretischen Fortschritt der Rohrstatik und Bodenmechanik interessiert ist, wird diesen Bericht mit größtem Vorteil studieren.

H. Gessner (39 Abb.) gibt nach einem kurzen historischen Überblick mit einer Bibliographie von früheren Betonzerstörungsfällen eine Darstellung der Chemie des Portlandzements, behandelt die natürlichen chemischen Einflüsse auf Beton und Mörtel durch Luft, Wasser und Boden und zieht daraus die Schlußfolgerungen für die praktische Beurteilung der Böden und Grundwässer in bezug auf Zementgefährlichkeit. In einem Anhang werden die Ergebnisse der Untersuchungen an den Versuchsleitungen zusammengefaßt und durch diese experimentellen Belege die zum Teil mehr theoretischen Erörterungen der vorhergehenden Kapitel unterstützt. Jeder Rohrhersteller und -verbraucher wird diese Arbeit mit besonderem Interesse lesen, da sie das Ergebnis der Untersuchungen der 1922 gegründeten Kommission zur Untersuchung des Verhaltens von Zementrohren in Meliorationsböden und einer größeren Anzahl in der Folge von der Eidgen. Materialprüfungsanstalt Zürich untersuchter Betonzerstörungsfälle ist.

Zum Schluß berichtet R. Zollikofer über Zweck, Organisation und Arbeit der Kommission zur Prüfung des Verhaltens von Zementrohren in Meliorationsböden.

Der gehaltvollen Schrift sind viele aufmerksame deutsche Leser zu wünschen. Die Auseinandersetzung mit ihr lohnt sich.

Prof. Dr.-Ing. Marquardt, Berlin.

Patentschau.

Verfahren zum Aufbringen von bituminösen Sicherungs- und Dichtungsbelägen auf Kanal- und Dammböschungen. (Kl. 84 a, Nr. 646 817, vom 2. 9. 1934, von Baeumer & Loesch Ingenieurbauten in Oppeln.) Um bei größter Ersparnis an Baustoffen die bituminöse Decke gleichmäßig stark ohne Verschmutzung durch den Unterboden zu verlegen und durch Walzen und Stampfen zu verdichten sowie die Vorteile der bituminösen Decke — Nachgiebigkeit bei Beanspruchungen und Setzungen — zu wahren, wird aus der lockeren Böschungsoberfläche eine Kruste als Unterlage oder als verlorene Schalung für die bituminöse

¹⁾ In Deutschland gilt die Bezeichnung Betonrohre bzw. Eisenbetonrohre (vgl. DIN 4032, 4033, 4035 bis 4037).

²⁾ Vgl. meine Besprechung von Voellmy, Eingebettete Rohre, in Bautechn. 1938, Heft 20/24, S. 326.

Decke hergestellt, die geringere Festigkeit besitzt als die bituminöse Decke, so daß die Kruste bei Beanspruchungen schotterartig zerbricht und in dieser Form an der bituminösen Decke klebenbleibt, wodurch sich das Gewicht der letzteren vorteilhaft erhöht. Von der Decke werden die in der Kruste auftretenden Netzzrisse, die die schotterartige Zerteilung bewirken, infolge ihrer Plastizität ohne weiteres überbrückt, so daß die Decke nicht reißen kann. Man kann die Zugfestigkeit des bituminösen Belages durch Einbettung von rißfesten Hanfschnur- oder Drahtgeflechten erhöhen.

Stauwandträger für Schützenwehre mit mehreren Hauptlängsträgern und mindestens viereckigem Querschnitt. (Kl. 84a, Nr. 633 183, vom 30. 10. 1931, von Vereinigte Stahlwerke AG in Düsseldorf.) Um den Anschluß des Wehrkörpers an die in den Nischen liegende Endschotte (Lauf- radträger) hinsichtlich der Übertragung der auf den Wehrkörper einwirkenden Drehmomente und der Vermeidung von Schwingungen zu verbessern, ohne die Wehrnische zu verbreitern oder den Radstand der Laufräder zu vergrößern, weist das Endschott 8 im wesentlichen die Gestalt eines Dreiecks auf, dessen Grundlinie in der Stauwand- ebene 1 und dessen Spitze in der durch die unterwasserseitigen Gurte 4 und 7 der Hauptlängs- träger 2 und 5 gelegten, lotrechten Ebene liegt. Der obere Hauptträger 2 besteht aus dem ober- wasserseitigen Gurt 3 und dem unterwasserseitigen Gurt 4; der untere Hauptträger besteht aus den Gurten 5, 6 und 7. Die Gurtstäbe 4a bzw. 7a dieser Gurte werden in den Endfeldern aus den waagerechten Hauptträgerebenen so abgekröpft,

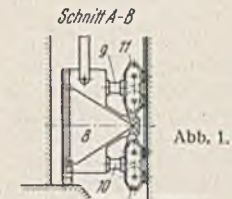


Abb. 1.

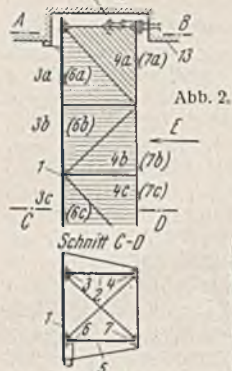


Abb. 2.

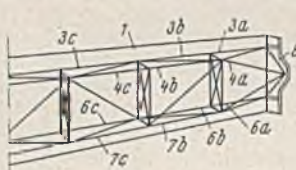


Abb. 3.

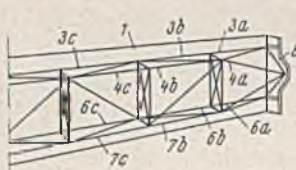


Abb. 4.

daß sie in der Spitze des Endschottes zusammenlaufen, an das sie fest ange- schlossen sind. Die Laufwagen 11 und 12 lassen sich jetzt ohne Schwierigkeit dicht oberhalb und unter- halb der Spitze der

Tropfzülle mit Kieshaube zur Ent- wässerung von Fahrbahndecken. (Kl. 19d, Nr. 640 698, vom 3. 9. 1933, von Maschin- fabrik Augsburg-Nürnberg AG in Nürnberg.) Um eine durchaus zuverlässige Entwässerung zu erzielen und schädliche Absitzflächen für Schlamm, Schmutz unter der Kieshaube zu vermeiden, besteht die Tropfzülle a und die Kieshaube aus einem einfachen kurzen Rohr- stück, das durch die Bohrungen der Buckel- platte b so durchgeführt ist, daß der obere Teil über die Buckelplatte hinausragt. Oben ist das Rohrstück durch den aufgeschweißten gelochten Deckel c abgeschlossen. Der obere, die Kieshaube bildende Teil des Rohr- stückes trägt Durchlaßöffnungen d, die unten bis unter die Oberkante der Buckelplatten- bohrung reichen. In den dadurch ent- stehenden Absatz wird eine abgeschrägte Strecke e einer ununterbrochen durch- laufenden Kehlschweißnaht gelegt, die auf den Strecken f außen um das Rohr herum- geführt ist.

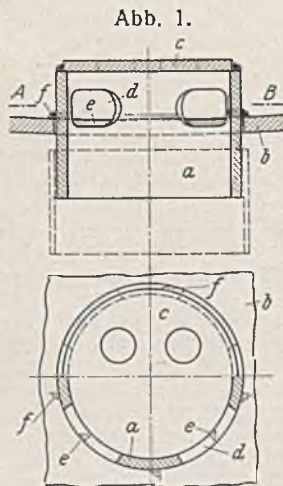


Abb. 1.

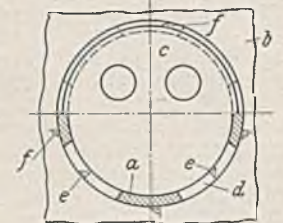


Abb. 2.

Vorrichtung zum Führen von Spundbohlen beim Rammen. (Kl. 84c, Nr. 642 287, vom 23. 12. 1934, von Ilse der Hütte in Peine, Hannover) Um eine gute Führung der Bohlen beim Rammen mit einem frei am Kranhaken hän- genden Schnellschlaghammer zu erreichen, wird die oben an den bereits gerammten Bohlen be- festigte Zange schräg angeordnet und unten auf der auf dem Boden ausgelegten Zange ver- schiebbar abgestützt. Die den im Erdboden 1 bereits gerammten Bohlen 2 benachbarte Bohle 3 ist unten durch eine am Boden mittels kurzer Pfähle 5 festgelegte Zange 4 geführt. Die obere Zange 6 wird schräg angeordnet und mit Leitersprossen 7 und 8 ver- sehen, damit die Arbeiter zum Einfädeln der Bohle und zum Eintreiben der Stützkeile 9 leicht an Ort und Stelle gelangen können. Zum Anheben der Zange 6 dient ein Haken 10, unten wird die schräge Zange 6 mit Gleitschuhen 11 ausgerüstet, die auf der unteren Zange 4 gleiten können.

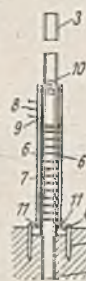


Abb. 1.

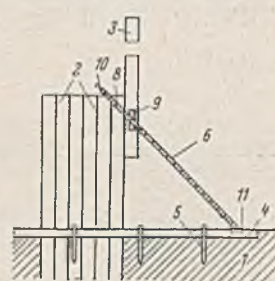


Abb. 2.

Aus mehreren Hölzern zusammengesetzter Gründungspfahl. (Kl. 84c, Nr. 640 679, vom 29. 11. 1935, von Ed. Züblin & Cie AG in Zürich, Schweiz.) Um die Tragkraft des Pfahles wesentlich zu erhöhen und um eine Verbilligung des Pfahles zu erreichen, wird der Pfahl aus mehreren Stämmen mit verschränk- ter Anordnung der Kopf- und Zopfenden zusam- mengesetzt. Hierdurch wird der Pfahlumfang im unteren Teil, wo die Reibung am größten ist, im Verhältnis zu den bekannten Pfählen vergrößert. Zur Erhöhung der Tragkraft können zwischen den äußeren und den inneren Stämmen Ein- lagen aus Holz oder anderen Stoffen befestigt werden, was zur weiteren Verstärkung des Pfahles beiträgt. Der Pfahl setzt sich aus vier äußeren Stämmen a₁ mit Kopf oben und aus einem mittleren Stamm a₂ mit Kopf unten zusammen, und die Stämme b sind in Abständen durch Schrauben b zusammengehalten. Am



Abb. 1.

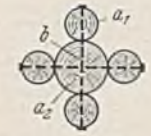


Abb. 2.

unteren Pfahlende sind die Einzelstäbe in einer gemeinsamen Pfahlspitze zusammengefaßt, die aus beliebigem Stoff bestehen kann. Beim Rammen eines Bündelpfahles werden die Einzelstäbe in eine gemeinsame Schlag- haube gefaßt und gleichzeitig geschlagen.

Personalmeldungen.

Deutsches Reich. Deutsche Reichsbahn. a) Reichs- und Preußisches Verkehrsministerium, Eisenbahnabteilungen. Ernann- t: zum Reichsbahnrat: der Reichsbahnbauassessor Hermann Klein. Versetzt: der Reichsbahnrat Graßmann als Vorstand zum Betriebs- amt Berlin 8.

b) Betriebsverwaltung. Ernann- t: zum Reichsbahnrat: die Staats- bahnräte Lang in Karlsbad, Ludwig bei der Reichsbahndirektion München; die Reichsbahnbauassessoren Rieß, Vorstand des Betriebsamts Bamberg, Siebert in Euskirchen, Fülling, Vorstand des Neubauamts Nürnberg 2, Kaufmann, Vorstand des Neubauamts Berlin-Lichterfelde 2, Schwarz, Vorstand des Schmalspurbahnamts Beuthen (Oberschles.), Dölp, Vorstand des Betriebsamts Stargard (Pom.) 2, Witte, Vorstand des Neubauamts Hamburg 1, Rogatzki beim Betriebsamt Breslau 1, Berg- mann, Vorstand des Betriebsamts Saalfeld (Saale), Dickel in Regens- burg unter Versetzung nach Torgau als Vorstand des Betriebsamts, Weigel, Vorstand des Neubauamts Marienburg, Kurth, Vorstand des Betriebsamts Warburg (Westf.), Ciesielski, Vorstand des Betriebsamts Lübeck, Fieweger beim Betriebsamt Berlin 3, Marfels beim Betriebs- amt Berlin 8, Pottgießer, Vorstand des Betriebsamts Braunschweig 2, Klauka, Vorstand des Betriebsamts Köln-Deutz 2, Hildebrand, Vor- stand des Betriebsamts München 4, Busacker beim Neubauamt Berlin- Tellow, Riedel, Vorstand des Betriebsamts Altenburg, Schubert bei der RBD Saarbrücken, Hußke, Vorstand des Neubauamts Dresden, Preilowski bei der RBD Osten, Wolgast, Vorstand des Neubauamts Stettin 1, Fritz bei der RBD Stettin, Seemann beim Betriebsamt Pirna, Eder beim Betriebsamt Nordhausen 1, Raab bei der Obersten Bau- leitung der Reichsautobahnen Frankfurt (Main), Adelmann bei der RBD Wuppertal, Lindner, Vorstand des Neubauamts Vacha, Neuper bei der RBD Halle (Saale), Bräunlein, Vorstand des Neubauamts Breslau, Berg- rath, Vorstand des Neubauamts Frankfurt (Main), Berndes beim Betriebs- amt Waldenburg (Schles.); — zum Reichsbahnrat: die technischen Reichsbahnoberinspektoren Ernst Brauer und Wilhelm Woche in Berlin, Mertens in Köthen, Otto Behrend in Hannover, Wilhelm Maurer in Mainz.

Versetzt: die Reichsbahnräte Seibold, Vorstand des Betriebsamts Husum, als Dezernent zur RBD Erfurt, Walter Schmitt, Vorstand des Neubauamts Friedberg (Hessen), als Vorstand zum Betriebsamt Stendal, Crasemann, Vorstand des Betriebsamts Stralsund 2, als Vorstand zum Betriebsamt Husum, Ruth in Aussig als Vorstand zum Betriebsamt Görlitz 2. Dr.-Ing. Fackler bei der RBD Nürnberg als Dezernent zur RBD Linz.

In den Ruhestand getreten: der Oberreichsbahnrat Franz Berndt, Dezernent der RBD Königsberg (Pr); — der Reichsbahnratmann Tietsch in Dresden.

Gestorben: der Oberreichsbahnrat Franz Schmidt, Dezernent der RBD Wien; — die Reichsbahnratmänner Josef Wolff in Münster (Westf.) und Ottow in Köln-Deutz.

Im Ruhestand verstorben: der Abteilungspräsident a. D. Geh. Baurat Maximilian Pietsch in Dresden, zuletzt Abteilungsdirektor bei der ehe- maligen Generaldirektion Dresden; — der Oberregierungsbaurat a. D. Walter Rupp in Stuttgart, zuletzt Vorstand der ehemaligen Bauinspektion Ludwigsburg.

Preußen. Wasserwirtschaftsverwaltung. Ernann- t: Regierungs- baurat Peritz in Aachen zum Oberregierungs- und -baurat und Regierungs- bauassessor von Plocki in Liegnitz zum Regierungsbaurat.

INHALT: Gestaltung von stählernen vollwandigen Brücken. — Der Bau des Schellertunnels der Elburs-Nordrampe der Transsylvanischen Eisenbahn. (Schluß) — Messung des Elastizitätsmoduls und Untersuchung der Gründung noch freistehender Brückenpfeiler. — Einfache Kraftbestimmung an schwierigen Fachwerken. — Vermischtes: Neuer Stadtbauinspektor von Berlin. — Die Deutsche Akademie für Bauforschung. — Eine 2500 m lange Eisenbetonbrücke. — Eine neue Diesellokomotive für den Baubetrieb. — Patentschau. — Personalmeldungen.